Tese apresentada à Pró-Reitoria de Pós-Graduação e Pesquisa do Instituto Tecnológico de Aeronáutica, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Ciências no Curso de Pós-Graduação em Engenharia Aeronáutica e Mecânica, Área de Mecânica dos Sólidos e Estruturas.

Aislan Bühler

ESTUDO DO EFEITO DE GRELHAS DE REFORÇO NA RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS

Tese aprovada em sua versão final pelos abaixo assinados:

Régis Martins Rodrigues
Orientador

Homero Santiago Maciel
Pró-Reitor de Pós-Graduação e Pesquisa

Campo Montenegro
São José dos Campos, SP – Brasil
2007

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
Divisão de Informação e Documentação

Bühler, Aislan
Estudo do Efeito de Grelhas de Reforço na Restauração de Pavimentos/ Aislan Bühler.
São José dos Campos, 2007.
322f.

Tese de doutorado – Curso de Engenharia Aeronáutica e Mecânica – Área de Mecânica dos Sólidos e Estruturas – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, 2007. Orientador: Régis Martins Rodrigues.

1. Restauração. 2. Grelhas de reforço. 3. Pavimentos. *I. Comando-Geral de Tecnologia Aeroespacial. Instituto Tecnológico de Aeronáutica. Divisão de Engenharia de Infra-Estrutura de Transportes. II.Título*

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BÜHLER, Aislan. **Estudo do Efeito de Grelhas de Reforço na Restauração de Pavimentos**. 2007. Total de folhas. Tese de douutorado – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Aislan Bühler
TÍTULO DO TRABALHO: Estudo do Efeito de Grelhas de Reforço na Restauração de Pavimentos
TIPO DO TRABALHO/ANO: Tese / 2007

É concedida ao Instituto Tecnológico de Aeronáutica permissão para reproduzir cópias desta tese e para emprestar ou vender cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese pode ser reproduzida sem a sua autorização (do autor).

_____

Aislan Bühler
Pça. Mal. do Ar Eduardo Gomes, 50 – Vl. das Acácias
12228-900 – São José dos Campos - SP

Estudo do Efeito de Grelhas de Reforço na Restauração de Pavimentos

Aislan Bühler

Composição da Banca Examinadora:

Prof.	Eliseu Lucena Neto	Presidente - ITA
Prof.	Régis Martins Rodrigues	Orientador - ITA
Prof[a].	Delma de Mattos Vidal	ITA
Prof.	Fernando Pugliero Gonçalves	UPF
Prof[a].	Lilian Ribeiro de Rezende	UFG

ITA

Resumo

Utilizam-se as grelhas de reforço no combate ao trincamento por reflexão desde os anos 1980. Entretanto, o possível potencial na redução de deformações permanentes do pavimento têm sido pouco investigado. Neste contexto insere-se esta pesquisa com o objetivo de avaliar o processo de instalação das grelhas de reforço comercializadas no Brasil, o efeito de sua inserção nas camadas asfálticas de recapeamento e procedimentos para o dimensionamento estrutural. Inicialmente, foram realizados ensaios de fadiga em vigas prismáticas de concreto asfáltico, no modo cisalhante, no intuito de avaliar o comportamento de diferentes materiais no combate ao trincamento por reflexão (geogrelhas poliméricas, grelhas de fibra de vidro, geocompostos e geotêxteis). Nesta etapa, as geogrelhas poliméricas apresentaram melhor desempenho em relação às vigas de concreto asfáltico, com benefício de aproximadamente cinco vezes. Na segunda etapa, as grelhas de reforço foram testadas em sete trechos de rodovias em serviço, no combate às deformações plásticas, reforço de camada asfáltica e combate ao trincamento por reflexão. Nestas rodovias foi quantificado o benefício gerado pelas grelhas na comparação com as seções de controle. Além disso, alguns insucessos foram observados devido à instalação e utilização inadequadas dos materiais, sendo crítico o comprimento de ancoragem especificado, a condição de ligação com a camada subjacente e a espessura mínima de recobrimento requerida. Os resultados mostraram que as grelhas de reforço têm potencial em reduzir os afundamentos nas trilhas de rodas, desde que especificados e instalados dentro de certas prescrições. Para o dimensionamento estrutural, a direta inserção dos fatores de efetividade observados nos ensaios de fadiga em laboratório nos modelos mecanístico-empíricos revelou-se eficaz desde que sejam inseridos fatores de correção para previsão do desempenho observado no campo.

Abstract

Reinforcement grids have been used since 1980 to combat reflective cracks. However, few studies regarding the potential to reduce permanent deformations and pavement roughness have been developed. In order to tap this gap, this research has the objective to evaluate the installation process of the reinforcing grids in Brazil; to evaluate the effect of its insertion in the overlay and; to evaluate the structural design process. Fatigue essays were developed in prismatic beams of asphalt concrete, in the shear mode, to evaluate the behavior of different materials in the reflective cracking (geogrids, fiber glass grids, geocomposites and geotextiles) combat. At this stage, polymeric geogrids presented better performance than asphalt concrete beams with benefit of approximately five times. After this, grids were applied and tested in seven highways in service, in order to combat the rutting, reinforcement of asphalt concrete layer and the reflective cracking. The results were used to quantify the benefit generated by the insertion of grids if compared with the non reinforced sections. Otherwise, some failures were observed due to the installation process and the use of inadequate materials. The most critical were the anchorage length, the bond with the underlying layer conditions; and the minimum thickness covering. The results showed that the reinforcement grids have potential to reduce the rutting if the specifications and the installation process were correct. . In the structural design, the insertion of the effectiveness factors observed in the fatigue assays in laboratory, using mechanistic-empiricists models, showed efficiency with the insertion of calibration factors in order to predict the performance observed in the field.

SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials.

ATR - afundamentos em trilhas de rodas.

ASA-E - Laboratório de ensaios estruturais do IAE.

AMP - Asfalto modificado por polímeros.

AASHO – American Association of State Highway Officials.

CAM – Crack activity meter.

CAP - Cimento asfáltico de petróleo.

CBR –California bearing ratio.

CBUQ – concreto betuminoso usinado à quente.

CI – custo total de implantação da técnica.

CONCER – Companhia de Concessão Rodoviária Juiz de Fora – Rio.

CTA - Centro Técnico Aeroespacial.

DNER – extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.

DNIT - Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes.

FCT - Fundação Centro Tecnológico.

FEM - fator de efetividade do material.

IAE - Instituto de Aeronáutica e Espaço.

IRI – International Roughness Index.

ITA – Instituto Tecnológico de Aeronáutica.

LAMSA – Linha Amarela S.A.

LCPC – Laboratoire Central dês Ponts et Chaussées.

LTPP- Long Term Pavement Performance.

LVDT – Linear variable differential transformer.

MTS - Material Test System.

.PCC - Pavimento de concreto cimento Portland.

PER - Plano de Exploração da Rodovia.

PVA – Polivinil álcool.

QI – Quociente de irregularidade longitudinal.

RCD - Reflective Cracking Device.

SHRP – Strategic Highway Research Program.

SMA - Stone Mastic Asphalt.

TCB - Trincamento que ocorre de cima para baixo.

TR – área de pavimento com trincas.

UM – Unidade monetária fictícia.

USACE – United States Army Corps of Engineers.

VR – vida residual do pavimento.

VSA – Valor de serventia atual do pavimento.

cf_1 – consumo à fadiga.

D_o – deflexão atuante no pavimento.

E_R – módulo de elasticidade do pavimento novo.

E_{exist} – módulo de elasticidade da camada asfáltica existente.

E_B – módulo de elasticidade da camada de base.

E_{SB} – módulo de elasticidade da camada de subbase.

E_{SL} – módulo de elasticidade da camada de subleito.

ε_t - deformação máxima de tração.

F_{ATR} - Fator de efetividade no combate as deformações plásticas.

FCCC - fator de efetividade baseado nos afundamentos nas trilhas de rodas encontrados no campo.

FCCM - fator de calibração para afundamentos nas trilhas de rodas no campo versus modelo mecanístico.

F_c – fatores de incremento da resistência à fadiga proporcionada pela inserção do reforço na camada asfáltica (cisalhamento).

F_f – fator de incremento da resistência à fadiga proporcionada pela inserção do reforço na camada asfáltica (flexão).

f_r - fator de espessura existente.

h_e - espessura de revestimento existente.

h_{ef} - espessura efetiva do revestimento asfáltico.

H_R – espessura da camada asfáltica de recapeamento (cm).

i – inflação.

IF - índice de fissuração do pavimento.

k – taxa de atratividade do investimento.

N – Número de repetições do eixo padrão de 8,2 toneladas.

N_c - os números de ciclos de carga capazes de, isoladamente, produzirem a formação da trinca de reflexão, no modo cisalhante de solicitação.

N_f - números de ciclos de carga capazes de, isoladamente, produzirem a formação da trinca de reflexão, no modo flexão de solicitação.

N_f^{ref} - _ vida de serviço à fadiga da camada asfáltica reforçada por grelha.

N_M – vida de fadiga para um determinado material.

N_R – vida de fadiga para as vigas de referência em CBUQ.

k{i} e n{i} – propriedades de fadiga dos materiais.

r^2 - coeficiente de determinação da amostra.

σ_t -tensão máxima de tração.

VS (t) – Vida de serviço do pavimento no período (t).

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Resumo do processo de instalação das técnicas de reforço 39
Tabela 2.2 - Trincas remanescentes na seção de pavimento 53
Tabela 2.3 - Resultados das avaliações de campo 53
Tabela 2.4 - Resumo dos trechos experimentais belgas 54
Tabela 2.5 - Características dos materiais de reforço 57
Tabela 2.6 – Testes de campo realizados com as grelhas de reforço 62
Tabela 2.7 – Recomendações de manuseio dos materiais 63
Tabela 2.8 – Patologias combatidas pelas grelhas de reforço 63
Tabela 3.1 – Características da mistura asfáltica 68
Tabela 3.2- Características dos materiais de reforço 72
Tabela 3.3 - Tempo de cura dos CP's 73
Tabela 3.4 - Previsão de fatores de efetividade para os diferentes materiais 94
Tabela 3.5 - Vida de Reflexão de Trincas em Recapeamento Simples(10^6 repetições do eixo de 80 kN para TR = 20%) 95
Tabela 3.6 - Fatores de Aumento da Vida de Reflexão de Trincas 96
Tabela 3.7 – Determinação dos fatores de incremento para os geossintéticos 97
Tabela 3.8 – Espessura requerida para atender ao período de projeto 97
Tabela 4.1 - Caracterização do tipo de defeito na superfície do pavimento 104
Tabela 4.2 - Caracterização dos resultados da sondagem 108
Tabela 4.3 - Levantamento de defeitos no trecho experimental da avenida Pedro Friggi 114
Tabela 4.4 – Modelo de melhor ajuste (FC1) 118
Tabela 4.5 – Modelo de melhor ajuste para propagação de trincas 119
Tabela 4.6 – Modelo de melhor ajuste para o tráfego 121
Tabela 4.7 - Levantamento de defeitos no trecho experimental na Linha Amarela 134
Tabela 4.8 – Modelo para o surgimento de trincas 135
Tabela 4.9 – Modelo para a progressão de trincas 137
Tabela 4.10 – Modelo de ocorrência de deformações plásticas 138
Tabela 4.11 - Levantamento de defeitos no trecho experimental BR-116/SP 155
Tabela 4.12 – Modelo de melhor ajuste para surgimento de trincas 156
Tabela 4.13 – Modelo para a propagação de trincas 158
Tabela 4.14 – Características da mistura asfáltica 167
Tabela 4.15 - Caracterização da mistura asfáltica 167
Tabela 4.16 - Levantamento de defeitos no trecho experimental na BR-040/RJ 183
Tabela 4.17 – Modelo de melhor ajuste para o surgimento de trincas 190
Tabela 4.18 – Modelo de propagação de trincas 191
Tabela 4.19 – Classificação técnica e econômica dos ligantes asfálticos 200
Tabela 4.20 – Características da mistura de textura fina utilizada na reperfilagem 201
Tabela 4.21 – Características da mistura asfáltica da camada de rolamento 201
Tabela 4.22 – Levantamento de defeitos (abril/2007) 208
Tabela 5.1 – Vida de reflexão de trincas (10^6 repetições) para início do trincamento 213
Tabela 5.2 - Vida de reflexão de trincas em recapeamento simples (10^6 repetições) para TR = 20% 213
Tabela 5.3 - Fatores de Aumento da Vida de Reflexão de Trincas 214
Tabela 5.4 - Previsão de vida de serviço 215
Tabela 5.5 – Previsão de desempenho pelo modelo Pavesys 10 216

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 - Formas de movimentação das trincas 20
Figura 1.2 – Trincamento tipo TCB observado na SP-280 23
Figura 1.3 – Pesquisa de opinião 27
Figura 2.1 - Grelhas de fibra de vidro utilizadas no Brasil 35
Figura 2.2 - Superfície desnivelada mesmo após a fresagem do pavimento (BR-040/RJ) 37
Figura 2.3 - Aparecimento da grelha na superfície 39
Figura 2.4 - Defeitos existentes nos pavimentos existentes antes da restauração 40
Figura 2.5 - Pintura de ligação anterior à instalação da geogrelha 40
Figura 2.6 - Desenrolamento das grelhas de reforço 41
Figura 2.7 - Fixação do reforço metálico 41
Figura 2.8 - Pintura de ligação aplicada após a instalação da grelha metálica 42
Figura 2.9 - Execução da camada de recapeamento asfáltico 42
Figura 2.10 – Processo de fixação da grelha metálica, fonte: www.rms.ie 43
Figura 2.11 - Problemas decorrentes da tentativa de fresar a grelha metálica 45
Figura 2.12 – Investigação realizada no Reino Unido 46
Figura 2.13 - Investigação realizada no Brasil 48
Figura 2.14 - Seções de pavimento da pista experimental de Nottingham 57
Figura 2.15 - Esquema da estrutura do pavimento existente 58
Figura 2.16 - Progressão de trincas na seção com grelha de fibra de vidro 59
Figura 2.17 - Desenvolvimento de trincas a 20°C geogrelha 1(Tensar AR1) e geogrelha 2 (ARG) 60
Figura 2.18 - Desenvolvimento de trincas a 14°C geogrelha 1(Tensar AR1) e geogrelha 2 (ARG) 60
Figura 2.19 - Desenvolvimento de afundamentos a 20°C 61
Figura 3.1 - Dispositivo de moldagem das vigas asfálticas 67
Figura 3.2 - Configuração da grelha metálica (à esquerda) e adequação para aplicação em laboratório (à direita) 68
Figura 3.3 - Homogeneização dos agregados e ligante asfáltico 69
Figura 3.4 - Moldagem da primeira camada da viga prismática 70
Figura 3.5 - Segunda etapa do processo de moldagem 71
Figura 3.6 - Materiais de reforço 72
Figura 3.7 - Equipamento MTS (Material Test System) 74
Figura 3.8 - Configuração do ensaio de fadiga 74
Figura 3.9 - Instrumentação do ensaio de fadiga 75
Figura 3.10 - Sistema de instrumentação dos testes de fadiga 76
Figura 3.11 - Formação de uma pré-trinca no início do ensaio 77
Figura 3.12 - Esmagamento da viga devido ao excesso de carga 77
Figura 3.13 - Ocorrência de trincas por punção 80
Figura 3.14 – Pré-saturação do geocomposto “tipo A” 81
Figura 3.15 - Impregnação do geocomposto “tipo B” 82
Figura 3.16 - Resultados dos testes de fadiga nas vigas reforçadas com geocomposto 83
Figura 3.17 - Impregnação heterogênea do material de reforço (geocomposto) 84
Figura 3.18 - Instalação do geotêxtil 85
Figura 3.19 - Resultados dos testes de fadiga em vigas reforçadas com geotêxteis e geocompostos 85
Figura 3.20 - Testes de fadiga para vigas reforçadas com geotêxtil e geocomposto 86

Figura 3.21 - Desempenho à fadiga das diferentes grelhas de reforço 88
Figura 3.22 - Comparação de desempenho entre geogrelhas e geotêxteis 89
Figura 3.23- Condição das vigas com geotêxtil (à esquerda) e geogrelhas (à direita) 89
Figura 3.24 - Resultados das vigas reforçadas com geogrelhas de fibra de vidro 90
Figura 3.25 - Amostra de grelha de fibra de vidro 91
Figura 3.26 - Rompimento da geogrelha de fibra de vidro 91
Figura 3.27 - Resultado geral dos testes de fadiga em vigas asfálticas 93
Figura 3.28 - Formato dos ensaios de fadiga 94
Figura 3.29 – Lei de fadiga da nova camada asfáltica 95
Figura 3.30 – Tráfego atuante versus espessura de recapeamento 98
Figura 3.31 - Padrão de trincas ao final do ensaio de fadiga 99
Figura 3.32 - Resultados de ensaios incomuns 100
Figura 3.33 - Teste de fadiga em vigas reforçadas com geogrelhas no modo flexão 101
Figura 3.34 - Resultados de fadiga em vigas reforçadas com geogrelhas (modo cisalhante) - à esquerda resultados obtidos por [51], à direita resultados atuais 101
Figura 4.1 - Visão geral da avenida Pedro Friggi 107
Figura 4.2 - Estrutura de pavimento projetada (à esquerda) e executada (à direita) 109
Figura 4.3 – Aplicação das geogrelhas poliméricas 110
Figura 4.4 - Esquema do trecho experimental na avenida Pedro Friggi 111
Figura 4.5 - Trecho experimental na avenida Pedro Friggi após 9 meses de vida de serviço 112
Figura 4.6 - Trecho experimental na avenida Pedro Friggi após 14 meses de vida de serviço 113
Figura 4.7 - Trecho experimental na avenida Pedro Friggi após 18 meses de vida de serviço 113
Figura 4.8 - Trecho experimental na avenida Pedro Friggi após 24 meses de vida de serviço 114
Figura 4.9 – Defeitos existentes no trecho de referência (sem a presença de geogrelha) 116
Figura 4.10 - Defeitos encontrados no trecho reforçado com geogrelhas 117
Figura 4.11 - Análise do trincamento FC-1 ao longo do tempo 119
Figura 4.12 - Análise do trincamento (FC-23) ao longo do tempo 120
Figura 4.13 – Ocorrência de ATR nos trechos sem geogrelhas 122
Figura 4.14 – Ocorrência de ATR nos trechos reforçados com geogrelhas 122
Figura 4.15 – Ocorrência de ATR no trecho experimental 123
Figura 4.16 - Trecho experimental com grelha metálica 124
Figura 4.17 - Esquema do trecho experimental na Linha Amarela 125
Figura 4.18 - Trecho experimental na linha amarela após sete meses de serviço 126
Figura 4.19 - Esquema da condição do pavimento da LAMSA (maio de 2003) 126
Figura 4.20 - Defeitos encontrados no trecho experimental após 18 meses de serventia 127
Figura 4.21 - Esquema da evolução das trincas na linha amarela 128
Figura 4.22 - Defeitos encontrados no trecho após 23 meses de serviço 128
Figura 4.23 - Situação do pavimento (após 25 meses de serviço) antes de ser restaurado 129
Figura 4.24 - Fresagem no pavimento reforçado com grelha metálica 130
Figura 4.25- Fresagem e posterior remoção do concreto asfáltico na estaca 3075+15 131
Figura 4.26 - Etapas para a execução da nova camada asfáltica 132
Figura 4.27 - Trincamento existente na via três meses após a restauração 132

Figura 4.28 - Estado da via após cinco meses de vida de serviço 133
Figura 4.29 - Análise do surgimento de defeitos no trecho experimental 136
Figura 4.30 - Incidência de trincas tipo FC-23 no trecho experimental 137
Figura 4.31 - Padrão de trincamento no trecho reforçado ao final da vida de serviço 138
Figura 4.32 - Ocorrência de afundamentos plásticos no trecho experimental 139
Figura 4.33 - Condição do pavimento existente na BR-116/SP antes da aplicação do reforço 141
Figura 4.34 - Esquema do trecho experimental na BR-116/SP 142
Figura 4.35 - Grau de deterioração do pavimento a ser restaurado 143
Figura 4.36 - Regularização da camada asfáltica fresada 143
Figura 4.37 - Colocação da grelha mantendo-se a curvatura natural 144
Figura 4.38 - Sistema de fixação da grelha metálica por grampos 145
Figura 4.39 - Detalhamento das juntas longitudinais e transversais 146
Figura 4.40 - Pintura de ligação do trecho experimental com grelhas metálicas 146
Figura 4.41 - Salgamento e execução da nova camada asfáltica 147
Figura 4.42 - Defeitos construtivos no trecho experimental 148
Figura 4.43 - Surgimento de trincas isoladas após dezessete meses de vida de serviço 149
Figura 4.44 - Aparecimento de trincas longitudinais no acostamento 149
Figura 4.45 - Trecho experimental após 19 meses de serviço 150
Figura 4.46 - Progressão das trincas no acostamento 150
Figura 4.47- Ocorrência de defeitos após 21 meses de vida de serviço do trecho 151
Figura 4.48 - Trincas observadas ao longo do trecho após dois anos de vida de serviço 152
Figura 4.49 - Situação do talude instável 152
Figura 4.50 - Progressão de trincas no trecho experimental após 27 meses de serviço 153
Figura 4.51 - Situação da via após 32 meses de vida de serviço 154
Figura 4.52 - Análise do surgimento de trincas no trecho experimental 157
Figura 4.53 - Propagação de trincas no trecho experimental 158
Figura 4.54 - Afundamentos nas trilhas de rodas versus vida de serviço 159
Figura 4.55 - Evolução da irregularidade longitudinal na faixa 2 160
Figura 4.56 - Evolução do VSA na BR-116/SP na faixa 2 161
Figura 4.57 - Evolução do trincamento no acostamento em um período de quatro meses 161
Figura 4.58 – Situação do talude em fevereiro de 2007 162
Figura 4.59 - Condição de tráfego no km 114 antes (à esquerda) e após (à direita) a ampliação da BR-040/RJ 163
Figura 4.60 - Estrutura de pavimento novo no km-114 da BR-040/RJ 163
Figura 4.61 - Condição do pavimento (km 114), novembro de 2001 164
Figura 4.62 - Esboço do trecho na BR-040/RJ 165
Figura 4.63 - Nível freático no trecho experimental 166
Figura 4.64 - Imperfeições remanescentes no pavimento fresado 168
Figura 4.65 - Ocorrência de patologias no trecho experimental, dois meses após sua execução 169
Figura 4.66 - Defeitos na faixa 1 170
Figura 4.67 - Viaduto da “Reduc” 170
Figura 4.68 - Defeitos observados no trecho experimental após 6 meses de serviço 171
Figura 4.69 – Viaduto da Reduc – BR-040 172
Figura 4.70 - Defeitos observados na saída do viaduto da Reduc 173

Figura 4.71 - Visão do nível d'água no banhado ao longo da rodovia 174
Figura 4.72 - Situação do trecho experimental após 13 meses de vida de serviço 175
Figura 4.73 - Viaduto da Reduc após a nova camada asfáltica 176
Figura 4.74 - Progressão do trincamento após 17 meses de serviço 176
Figura 4.75 - Ocorrência de defeitos no trecho com 27 meses de serviço 177
Figura 4.76 - Formação de panelas no trecho experimental 178
Figura 4.77 - Pavimento existente na BR-040/RJ com 29 meses de idade 179
Figura 4.78 - Defeitos observados no trecho experimental após 31 meses de serviço 180
Figura 4.79 - Defeitos observados no trecho experimental após 34 meses de vida de serviço 181
Figura 4.80 – Fresagem do pavimento existente 181
Figura 4.81 – Pavimento severamente trincado após 35 meses de vida de serviço 182
Figura 4.82 – Pavimento recém restaurado 183
Figura 4.83 - Avaliação da progressão das trincas na região do viaduto da Reduc 184
Figura 4.84 - Ocorrência de afundamentos na região do viaduto da Reduc 185
Figura 4.85 - Surgimento de trincas no trecho experimental na BR-040/RJ 186
Figura 4.86 - Ocorrência de trincas tipo FC-23 187
Figura 4.87 - Ocorrência de trincas tipo FC-23 com mais de 20 % da área afetada 187
Figura 4.88 - Ocorrência de afundamentos no trecho entre as estacas 590 e 597 188
Figura 4.89 - Correlação entre FC-23 versus ATR (20 pontos), R^2=92% 189
Figura 4.90 – Estrutura do pavimento da BR-290/RS – km 256 192
Figura 4.91 – Pavimento existente antes da aplicação das grelhas de fibra de vidro 192
Figura 4.92 – Danos observados durante a instalação das grelhas de fibra de vidro 193
Figura 4.93 – Defeitos gerados pela movimentação das grelhas durante a instalação 193
Figura 4.94 – Defeitos no trecho com grelhas após 7 meses de serviço 194
Figura 4.95 – Defeitos no trecho com grelhas após 10 meses de serviço 195
Figura 4.96 – Ocorrência de afundamentos nas trilhas de roda no trecho experimental 195
Figura 4.97 – Ocorrência de QI no trecho experimental 196
Figura 4.98 – Ocorrência de trincas transversais isoladas no trecho experimental 197
Figura 4.99 – Estrutura de pavimento existente (esquerda) e acostamento (direita), [65] 198
Figura 4.100 – Padrão de trincamento no trecho antes da restauração 198
Figura 4.101 – Monitoramento após 4 meses de serviço 202
Figura 4.102 – Avaliação do raio de curvatura após cinco meses de serviço [64] 202
Figura 4.103 – Levantamento de irregularidade longitudinal na BR-386/RS 203
Figura 4.104 – Relação de QI antes e após a obra 204
Figura 4.105 – Ocorrência de ATR no trecho experimental 205
Figura 4.106 – Levantamento visual detalhado BR-116/SP km 211 – pista sul, pista marginal 206
Figura 4.107 – Padrão de trincamento no trecho experimental antes da intervenção 207
Figura 4.108 – Monitoração de defeitos no trecho experimental 207
Figura 4.109 – Defeitos no trecho reforçado com Hatelit 208
Figura 4.110 – Avaliação estrutural do trecho 209
Figura 5.1 - Mecanismos do trincamento por reflexão [56] 211
Figura 5.2 – Estrutura do pavimento reforçado com grelhas metálicas 215
Figura 5.3 - Telas de programa *Pavesys* 10 216
Figura 5.4 – Evolução de trincamento 217

Figura 5.5 – Previsão de ATR pelo Pavesys 10 218
Figura 5.6 – Comparação de ATR Pavesys 10 versus campo 219

SUMÁRIO

I. INTRODUÇÃO 19
1.1. Contexto da Pesquisa 19
1.2. Objetivos 25
1.3. Desenvolvimento da Tese 26
II. REFORÇO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS 29
2.1 Tipos 31
2.2. Instalação 34
2.3. Mercado Mundial 46
2.4. Casos 49
2.4.1. Rodovias em Serviço 49
2.4.2. Pista Experimental de Nottingham 56
2.4.3. Observações Complementares 61
III. ENSAIOS DE FADIGA EM LABORATÓRIO 65
3.1. Objetivos e Conclusões 65
3.2. Moldagem dos Corpos de Prova 66
3.3. Ensaios 73
3.4. Avaliação dos Resultados 78
3.4.1. Avaliação Qualitativa 80
3.4.2. Avaliação Quantitativa 92
3.5. Observações e Comentários 98
IV. RODOVIAS EM SERVIÇO 103
4.1. Escopo 103
4.1.1. Modelo Estatístico 105
4.1.2. Conclusões Principais 106
4.2. Avenida Pedro Friggi - 2002 107
4.3. Linha Amarela - 2002 124
4.4. Rodovia Presidente Dutra – BR-116/SP - 2002 140
4.5. Rodovia Washington Luiz - BR-040/RJ - 2001 162
4.6. Rodovia BR-290/RS - 2005 191
4.7. Rodovia BR-386/RS - 2006 197
4.8. Rodovia Presidente Dutra – BR-116/SP - 2005 205
V. MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO 210
5.1. Modelo Proposto 210
5.2. Aplicação do Modelo 214

VI. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS 222
VII. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 227

I. INTRODUÇÃO

1.1. Contexto da Pesquisa

Tem-se observado a preocupação entre os projetistas na necessidade da correta avaliação da contribuição estrutural dos diferentes materiais no desempenho dos pavimentos. A contribuição dos materiais tradicionalmente usados na pavimentação foi atendida pelos resultados da pista experimental da AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*). O método do DNIT de dimensionamento de pavimentos flexíveis (Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes) exprime esta contribuição através de coeficientes estruturais.

Todavia, vem se buscando implementar novas alternativas no combate aos mecanismos de deterioração atuantes nas rodovias brasileiras de tráfego médio e pesado, o trincamento por fadiga e deformações plásticas. Uma alternativa é a inserção de grelhas de reforço no interior da camada asfáltica. Originariamente, seus primeiros testes datam dos anos de 1950, mas somente a partir de 1980 seu uso vem sendo crescente, principalmente na Europa. Entretanto a mensuração de sua efetividade é questionada, pois os métodos de dimensionamento de pavimentos não contemplam sua utilização. Isto dificulta a disseminação desta alternativa no meio técnico devido à necessidade de avaliar os ganhos econômicos proporcionados ao longo da vida de serviço dos pavimentos, já que estes materiais demandam um custo inicial elevado.

Normalmente, no decorrer da vida de serviço de um pavimento flexível, ocorre o surgimento de trincas na sua superfície. Esses defeitos podem ser gerados pelo envelhecimento do revestimento asfáltico (desagregação, trincas superficiais), pela falta de resistência às deformações plásticas (afundamentos plásticos), pelos efeitos ambientais (trincas térmicas, oxidação) ou podem resultar da falta de capacidade de suporte da estrutura (trincamento por fadiga) [1].

Quando esses defeitos atingem certa severidade e extensão, deve-se intervir no pavimento de forma a restabelecer as condições de serviço. Para selecionar a estratégia de

manutenção mais apropriada, a avaliação detalhada das condições da estrutura do pavimento precisa ser realizada. Esta avaliação pode explicar as razões da ocorrência dos defeitos. Assim, o trincamento dos pavimentos pode apresentar várias causas. A referência [2] propõe uma discussão a este respeito.

Baseado na Mecânica da Fratura observa-se que o comportamento da trinca pode ser representado por três independentes movimentos cinemáticos em relação às faces da fratura. O deslocamento relativo dos bordos de uma trinca contribui para os movimentos de abertura, escorregamento ou rasgamento. Estes três modos de movimentação descrevem completamente o comportamento da trinca no estado geral de tensões elásticas [3].

Cada um dos movimentos da trinca é associado a um campo de tensões na vizinhança da extremidade da trinca. Assim, o Modo I é gerado pelas tensões normais de tração, que tendem a abrir a trinca, enquanto que os Modos II e III são ocasionados por tensões cisalhantes no plano da trinca (Figura 1.1).

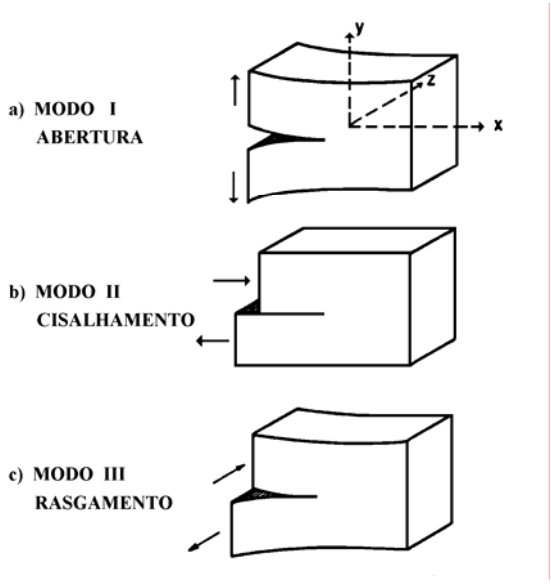


Figura 1.1 - Formas de movimentação das trincas [3].

De certa forma, a condição de ruptura de um pavimento caracteriza-se por ser indefinida e subjetiva, propiciando divergências entre os técnicos e administradores na determinação do momento correto de restaurar um pavimento que atingiu certo nível de deterioração estrutural e funcional.

O tipo de estrutura do pavimento determina os mecanismos através dos quais a degradação provocada pela repetição das cargas do tráfego vai se processar ao longo do tempo. A condição estrutural das camadas é expressa pela deformabilidade elástica dos materiais sob as cargas transientes do tráfego, pela sua resistência ao acúmulo de deformações plásticas e trincamento por fadiga. A durabilidade dos materiais (resistência à degradação granulométrica, a água e alterações químicas) também afeta o desempenho do pavimento, sendo que o acúmulo de águas pluviais em revestimentos trincados ocasiona à degradação mais acelerada, isto denota a importância de um projeto de drenagem adequado.

A expressão fadiga está associada à ocorrência de deterioração localizada em um elemento estrutural gerada pela repetição de solicitações, ocasionando o trincamento gradativo da estrutura até uma pressuposta ruptura. Normalmente, resultam na redução da resistência do material às tensões aplicadas seguidamente. Trata-se de um fenômeno de natureza intrincada, logo, de difícil equacionamento.

O trincamento observado nas trilhas de roda geralmente se manifesta após certo tempo de serviço e, mesmo assim, sem que haja necessariamente afundamentos plásticos. Dessa forma, a ruptura das camadas asfálticas vem sendo considerada uma manifestação de fadiga.

A ocorrência de ruptura por fadiga resulta de três processos distintos, início do fissuramento, crescimento estável da trinca e propagação instável da trinca.

O início do fissuramento teria lugar durante apenas uma pequena fração da vida de fadiga total, enquanto que o crescimento estável da trinca ocuparia uma grande parte [4]. Esses processos diferem entre os vários materiais. Devido à presença de microfissuras inerentes ao material é razoável esperar o início de uma trinca nos primeiros ciclos de aplicação de carga em composições heterogêneas, como os materiais asfálticos. Logo, a distribuição estatística de tais descontinuidades internas poderia fatalmente explicar as variações na vida de fadiga.

A caracterização da fadiga de misturas asfálticas em laboratório tem sido realizada predominantemente com o auxílio de equações fenomenológicas, onde a vida de fadiga, N_f (número de ciclos de carga até a ruptura do corpo de prova), é relacionada à tensão máxima de tração, σ_t, ou à máxima deformação de tração, ε_t, que se desenvolve, ou seja:

$$N_f = K_1 \times \left(\frac{1}{\sigma_t} \right)^{n_1} \tag{1.1}$$

$$N_f = K_2 \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{n_2} \tag{1.2}$$

Como os parâmetros K{i} e n{i} das equações 1.1 e 1.2 variam com o tipo de ensaio e condições de fronteira, eles não podem ser considerados como constantes verdadeiras do material.

A grande vantagem desses modelos de fadiga desenvolvidos em laboratório, além do controle das condições em que se realiza o ensaio, é permitir a avaliação quantitativa dos efeitos que a variação nas propriedades da mistura têm na vida de fadiga. Por outro lado, a caracterização fenomenológica dos ensaios de fadiga através de relações semi-empíricas com tensões ou deformações, desconsidera o início e a propagação de trincas.

A outra abordagem que vem sendo utilizada, o método mecanístico, aplica os princípios da mecânica da fratura para explicar o mecanismo de deterioração, a progressão da trinca e a previsão da vida de fadiga dos pavimentos. Esse método assume a ruptura por fadiga como o resultado de dois processos distintos: o surgimento das trincas e a sua propagação.

O clássico trincamento por fadiga quando uma trinca surge no fundo de uma camada asfáltica e se propaga até sua superfície, indubitavelmente é existente, porém pouca atenção tem sido despendida na estimativa de contribuição ao processo, caracterizado pelo surgimento de trincas na superfície e sua propagação para as camadas subjacentes, isto é, o trincamento que ocorre de cima para baixo, aqui denominado de “TCB” (Figura 1.2).



Figura 1.2 – Trincamento tipo TCB observado na SP-280.

A ocorrência de TCB na superfície do pavimento pode ter várias causas. Alguns estudos na África do Sul [5], mostraram que a causa da TCB é o endurecimento do concreto asfáltico ao longo do tempo devido aos vazios encontrados na mistura asfáltica. No Kenya [6], praticamente todas as falhas observadas na superfície do pavimento estavam associadas a TCB, as quais estão ligadas ao avançado endurecimento do ligante. Algumas investigações realizadas em laboratório [7] mostraram que as camadas de concreto asfáltico apresentavam um desempenho à fadiga insatisfatório devido ao alto volume de vazios de ar e ao envelhecimento do ligante. Os autores também notaram que as cargas do tráfego são os primeiros mecanismos pelos quais as deformações de tração são geradas na superfície asfáltica.

Por outro lado, estudos realizados nos EUA [8] mostraram que o TCB ocorre em pavimentos com espessura de revestimento asfáltico superior a dezesseis centímetros e defeitos construtivos geram o aparecimento de defeitos prematuros. Na Flórida [9], atribuiu-se o início do trincamento na superfície à ocorrência de tensões de tração nas trilhas de rodas dos caminhões e à ação das tensões térmicas. Pesquisadores observaram a presença de TCB em placas de asfalto borracha, concluindo que sua presença ocorre em diversas estruturas asfálticas com diversas combinações de materiais e rigidez evidenciando que a indução de tensões na superfície da camada asfáltica é uma combinação de tráfego e estrutura [10].

Além disso, a ocorrência de afundamentos nas trilhas de rodas (ATR) nas rodovias brasileiras vem crescendo em termos de magnitude, apresentando significativo potencial de redução da serventia estrutural e funcional do pavimento. O acúmulo de deformações plásticas pode levar o pavimento à ruína estrutural devido às pronunciadas trilhas de rodas, corriqueiras em trechos de serra de rodovias de tráfego pesado, bem como danos às condições de conforto ao rolamento proporcionando hidroplanegem durante as precipitações pluviométricas, principal motivo de colisões em rodovias.

O surgimento e evolução das deformações plásticas são dependentes das propriedades da estrutura do pavimento, ou seja, das características mecânicas e propriedades de cada camada componente da estrutura, desde o subleito ao revestimento asfáltico.

A distribuição de tensões e deformações, em um pavimento flexível, ocorre de modo que as camadas de revestimento e base aliviem as tensões de compressão no subleito por meio da "absorção" de tensões cisalhantes. Neste processo, ocorrem tensões e deformações horizontais de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico, que provocarão seu trincamento por fadiga com a repetição das solicitações do tráfego. Ao mesmo tempo, a repetição das tensões e deformações verticais de compressão que atuam em todas as camadas do pavimento leva à formação de afundamentos em trilhas de rodas, quando o tráfego tender a ser canalizado, e à ondulação longitudinal da superfície, quando a heterogeneidade do pavimento for significativa, [11].

Portanto, a ocorrência de afundamentos em trilhas de roda pode ser gerada pela falta de capacidade de suporte de qualquer camada da estrutura, seja pela baixa resistência ao acúmulo de tensões verticais até a densificação e fluência das camadas superiores (excesso de ligante asfáltico, falha na compressão da camada, matriz de agregados inadequada).

Muitas técnicas de pavimentação têm sido testadas ao longo do tempo em diversos países na tentativa de retardar o trincamento por fadiga e a ocorrência de deformações. É sabido que estes mecanismos de deterioração são muito comuns nas rodovias brasileiras de

tráfego médio e pesado, já que a manutenção das rodovias é postergada ao máximo e a ação das intempéries acelera o processo de degradação das estruturas de pavimento.

Desde os anos 1950, as geogrelhas poliméricas, grelhas de fibra de vidro e grelhas metálicas têm sido testadas, em laboratório e no campo, no combate ao trincamento por fadiga. Nos dias de hoje a viabilidade técnica e econômica são fundamentais para o sucesso de qualquer alternativa de pavimentação. Assim, percebe-se a importância de quantificar o benefício gerado pela inserção de tais materiais ao longo do tempo.

Diversos fatores são encontrados na literatura. Muitas vezes sua inserção gera um fator de efetividade atraente (5 a 10 vezes) em outros tantos sugere a redução de espessuras. Mas quando utilizadas incorretamente as grelhas apresentam resultados ruins e danos irreparáveis as estruturas rodoviárias.

Foi da busca por fatores de efetividade para as geogrelhas que surgiu a motivação para este trabalho. Numa varredura nas bibliografias internacionais percebeu-se que as geogrelhas e grelhas metálicas apresentavam-se como alternativa para o combate ao trincamento por reflexão, sendo o maior motivador seus elevados módulos de rigidez que implicam na maior absorção dos esforços de tração.

Partindo deste princípio, este trabalho propõe a utilização das geogrelhas poliméricas, grelhas de fibra de vidro e grelhas metálicas no combate aos afundamentos em trilhas de rodas, já que este potencial benefício não tem sido explorado pelos pesquisadores.

1.2. Objetivos

Muitos são os resultados positivos obtidos com a inserção de grelhas de reforço no combate ao trincamento por reflexão, dentre os benefícios destaca-se a absorção das cargas geradas pelo tráfego. Ora, se estes materiais apresentam tais benefícios por que não reduzem as deformações geradas na estrutura do pavimento?

Sob esta ótica o presente estudo propõe-se a analisar a eficiência da inserção de grelhas de reforço no interior de camadas asfálticas no combate aos afundamentos em trilhas de rodas

e trincamento por fadiga através da avaliação de desempenho de trechos experimentais em rodovias em serviço.

Desta maneira, os objetivos específicos deste trabalho são:

- Quantificar o efeito de redução das deformações plásticas e trincamento por fadiga na camada asfáltica quando reforçada;
- Obter fatores de efetividade que sirvam para calibrar os métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos baseado em dados de campo, através do monitoramento *in situ* de trechos de teste em rodovias em serviço sob condições reais de tráfego;
- Avaliar em laboratório a utilização de diferentes materiais de reforço inseridos na zona de tração da camada asfáltica, de forma a maximizar o efeito de absorção de esforços;
- Discutir as técnicas de pavimentação, utilizando os diferentes materiais de reforço e futuras medidas de restauração;
- Avaliar a possibilidade de fresagem e reciclagem de camadas asfálticas reforçadas com grelhas de reforço;
- Quantificar através de pesquisa de opinião o conhecimento e utilização das grelhas de reforço no Brasil;
- Apresentar ao meio técnico brasileiro esta alternativa de pavimentação, através de casos reais de obras realizadas ao redor do mundo.

1.3. Desenvolvimento da Tese

É de fundamental importância o conhecimento das características destes materiais de reforço, suas propriedades, utilizações, técnicas de instalação e previsão de desempenho confiável. Para isso, os técnicos devem desenvolver e utilizar métodos de dimensionamento adequados, caso contrário à utilização destas técnicas pode ocasionar prejuízos financeiros e desempenhos muito inferiores às técnicas tradicionais de pavimentação.

Na tentativa de esclarecer a utilização desta técnica, o desenvolvimento do trabalho parte do levantamento bibliográfico da utilização de grelhas de reforço em laboratório e em rodovias em serviço, capítulos 1 e 2.

Uma pesquisa de opinião realizada durante o ano de 2004 envolveu o meio técnico brasileiro na tentativa de relatar as experiências na aplicação de materiais de reforço na pavimentação, seja geotêxtil, geogrelha polimérica, grelha metálica ou grelha de fibra de vidro. A Figura 1.3 apresenta o formulário da pesquisa realizada.



Avaliação da técnica de reforço de camadas asfálticas com grelhas

1- A engenharia de pavimentos moderna apresenta diversas alternativas para a restauração de um pavimento flexível, cite três alternativas que você acredita serem as mais viáveis no combate ao trincamento por fadiga e reflexão de trincas.

2- Alguma vez participastes da execução ou projeto de restauração de pavimento que tenha utilizado glass fiber, geogrelha ou grelha metálica inserido na camada asfáltica nova???
☐ não ☐ sim . Em caso positivo, responda:
Qual material?
Em que ano foi realizado??
Onde?? (qual rodovia)
Atingiu os resultados esperados?

3- Qual das alternativas você prefere no que se refere a facilidade do processo de instalação??
☐ com fiber glass ☐ com geogrelha ☐ com grelha metálica

4- Na sua opinião qual destas técnicas é mais difundida no Brasil?? seja tecnicamente e/ou comercialmente.
☐ com fiber glass ☐ com geogrelha ☐ com grelha metálica ☐ nenhuma

5- Você acredita que estas alternativas de reforço (grelhas) do pavimento venham a ser utilizadas no Brasil??? Justifique.
☐ sim. ☐ não.

6- Tem conhecimento de casos de obra com a utilização das grelhas de reforço? Poderia dar um conceito para avaliar o desempenho da técnica em cada caso?

Rodovia	Geogrelha polimérica	Grelha metálica	Geogrelha de fibra de vidro	geotêxtil
Exemplo: BR-000/RJ	-	-	B	-

Figura 1.3 – Pesquisa de opinião.

A segunda etapa do trabalho consiste da realização de ensaios de fadiga em laboratório em diferentes materiais, geogrelhas poliméricas, grelhas de fibra de vidro, geotêxteis e geocompostos, capítulo 3.

Em rodovias em serviço avaliou-se o desempenho das grelhas de reforço através do constante monitoramento de seções reforçadas com grelhas metálicas, geogrelhas poliméricas e grelhas de fibra de vidro. O capítulo 4 apresenta as seções testes nas rodovias Presidente Dutra, Washington Luiz, avenida Pedro Friggi, Linha Amarela, BR-386/RS e BR-290/RS.

Deve ser mencionado que os trechos experimentais investigados foram prospectados pelas concessionárias de rodovias com o apoio das empresas fabricantes, para solucionar problemas localizados nas rodovias. Estes trechos não foram adequadamente planejados e passaram a fazer parte desta tese após sua realização, fato que contribuiu para a dificuldade de obtenção de parâmetros dos trechos e a utilização inadequada das grelhas de reforço.

A falta de planejamento fez com que fossem coletados diferentes parâmetros nas rodovias não configurando uma metodologia específica de análise para cada segmento inspecionado. Assim, a análise estatística foi à ferramenta utilizada para analisar os trechos experimentais.

A compilação destes resultados encontrados em laboratório e campo bem como sua relação com alguns métodos de dimensionamento existentes é apresentada no capítulo 5.

II. REFORÇO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

Nos primórdios, a engenharia rodoviária mundial buscava solucionar o problema do trincamento por fadiga de camadas asfálticas, principalmente o trincamento por reflexão, de duas maneiras simplistas e antieconômicas. Nos casos mais simples, em que os defeitos no pavimento apresentavam-se de uma forma mais branda, a solução indicava a aplicação de espessas camadas asfálticas, o que reduziria a velocidade de propagação das trincas e também as tensões térmicas e de tráfego geradas no pavimento. Em todas as outras situações mais críticas, a solução convergia para a reconstrução, removendo-se as camadas afetadas pelo trincamento. Posteriormente, outras técnicas foram introduzidas: a adição de polímeros à mistura asfáltica e a inserção de camadas intermediárias com geotêxteis, sendo que esta última se mostrou mais atraente técnica e economicamente, tornando-se a terceira alternativa no combate à fadiga [12].

Atualmente, diversas alternativas estão sendo testadas e especificadas no combate ao trincamento por fadiga. Muitas são concebidas como técnicas que apresentam um excelente desempenho à fadiga e conseqüentemente proporcionam fatores de acréscimo de vida de serviço igualmente atraente. O bom desempenho de tais técnicas não está efetivamente comprovado, devido à ausência de testes eficientes e resultado de campo condizentes, além de metodologias de dimensionamento que assegurem o bom desempenho alcançado em testes em escala reduzida. É difícil, se não perigoso, comparar resultados de laboratório realizados em pequenas amostras e em situações controladas com o desempenho de campo, onde diferentes variáveis influenciam o comportamento.

As técnicas de combate ao trincamento por fadiga contemplam as seguintes alternativas:

- Recapeamento asfáltico (tradicional) com camadas espessas;
- Inserção de materiais de reforço na camada asfáltica (geogrelhas, grelhas de fibra de vidro e grelhas metálicas);
- Inserção de camadas intermediárias de alívio de tensões (geotêxteis);

- Modificação das misturas asfálticas (asfalto polímero, adição de fibras, asfalto borracha, etc.);
- Camada de alívio de trincas (camada asfáltica com graduação aberta e maior volume de vazios de ar);
- Camadas delgadas (*stone mastic asphalt*, micro revestimento asfáltico à frio, *bétons bitumineux très minces*);
- Reconstrução ou reciclagem da camada trincada.

Estudos sobre a adição de fibras na mistura asfáltica apontam para um incremento de resistência ao trincamento. Através de testes de laboratório e campo, notou-se que a adição de fibras melhorou a consistência do asfalto devido à capacidade das fibras de armazenar uma grande quantidade de asfalto, melhorando a fixação e estabilização do filme asfáltico e a resistência ao cisalhamento da mistura, resultando em um efeito de reforço. Assim, o concreto asfáltico modificado por fibras, utilizado como camada delgada de rolamento, tem potencial para combater ao trincamento por reflexão [13]. As fibras testadas eram de origem mineral: rochas artificiais e vidro ou orgânicas, destacando-se a celulose.

Experiências com SMA (*Stone Mastic Asphalt*), em Toronto e Ontário, indicam que esta técnica exige maior cuidado na sua produção, instalação e compactação, quando comparado com outros materiais [14]. A correta instalação garante o bom desempenho e proporcionam um acréscimo na vida de serviço. A monitoração de rodovias com SMA evidenciou um visível acréscimo de resistência ao trincamento por fadiga, porém não houve melhora na resistência à deformação.

A realização de ensaios no equipamento RCD (*Reflective Cracking Device*), mostrou que a utilização do asfalto-borracha é uma técnica eficiente no combate ao trincamento por fadiga [15]. Porém, deve-se questionar as especificações dos estados americanos do Arizona e Califórnia, que incentivam a redução de espessura de camadas em asfalto-borracha em até 50%, quando comparados ao concreto asfáltico convencional.

Alguns casos históricos de reabilitação de pavimentos em aeroportos, contemplando a utilização de camadas de alívio de trincas (concreto asfáltico com graduação aberta com alto volume de vazios de ar) na prevenção ao trincamento por reflexão podem ser elencados [16]: Aeroporto Al Jouf – Arábia Saudita (1996), Aeroporto Internacional do Cairo – Egito (1998) e Aeroporto Internacional de Kuala Lampur – Sepang (1998).

A adição de polímeros ao ligante asfáltico é benéfica, apresentando como principais melhorias a menor influência da temperatura no comportamento mecânico das misturas asfálticas e a melhora na resistência ao trincamento, à fadiga, ao desgaste e ao envelhecimento do ligante asfáltico. Além disso, o projeto de misturas asfálticas tem muita influência nas características mecânicas do pavimento através da modificação das características do ligante (penetração e viscosidade).

Esta pesquisa contempla a análise da inserção de materiais de reforço no interior da camada asfáltica no combate aos principais mecanismos de deterioração de pavimentos flexíveis.

2.1 Tipos

Os materiais normalmente utilizados para reforçar a estrutura de pavimentos flexíveis contra o trincamento por fadiga podem ser classificados da seguinte maneira:

- Grelhas (fibras de vidro, metálicas e geogrelhas poliméricas);
- Tecidos/mantas (geotêxteis).

Conforme a referência [17] os primeiros materiais utilizados no reforço de camadas asfálticas foram da indústria do poliéster, seguidos pelas grelhas de fibra de vidro.

Embora geotêxteis e grelhas de reforço sejam utilizadas freqüentemente nas mesmas situações, a distinção entre suas funções deve ser feita. Os citados materiais diferem em suas propriedades e mecanismos de atuação tendo, portanto, seus próprios campos de aplicação.

Tais grelhas podem ser utilizadas como camada intermediária entre um revestimento deteriorado e uma nova camada asfáltica de recapeamento, neste caso elas têm a função de

um sistema anti-reflexão de trincas. Alguns estudos realizados pela referência [18], mostraram que as trincas se propagam mais lentamente em camadas intermediárias com grelhas, neste caso metálicas, comparado a mantas com fibras de poliéster. Podem-se citar, também, os estudos realizados pela referência [19], os quais demonstraram que placas reforçadas com aço apresentaram melhor desempenho relativo à prevenção de trincamento por reflexão que placas sem reforço.

A principal utilização das grelhas é como reforço estrutural, possibilitando, dessa forma, um acréscimo na vida de serviço do pavimento. Tanto podem ser inseridas em uma nova camada de recapeamento asfáltico como utilizadas em pavimentos novos.

As grelhas geralmente são utilizadas em pavimentos flexíveis, mas também podem ser utilizadas em pavimentos semi-rígidos, invertidos e rígidos. O tipo de estrutura não é um limitante à utilização do reforço, mas trata-se de um condicionante à decisão do correto posicionamento da grelha na estrutura.

Existem dúvidas quanto sua utilização na solução de problemas localizados, sendo essas qualificadas como soluções especiais. Assim, podem ser utilizadas, exemplificativamente, nestas ocasiões:

- Em trechos com grandes inclinações longitudinais (trecho em serra);
- Em trechos localizados com trincamento muito severo;
- Em duplicação ou alargamento de rodovias;
- Em afundamentos em trilha de roda localizados (“corredores e paradas de ônibus”);
- Como reforço de sub-base;
- Em aeródromos (pista de pouso, táxi).

A idéia de incrementar o reforço à tração nas camadas asfálticas não é nova. As referências [20], [21], [22], [23], relatam que nos anos cinqüenta e sessenta, nos Estados Unidos, Canadá e Reino Unido, foram testadas as grelhas metálicas. Esses experimentos apresentaram muitas dificuldades de instalação da malha, contudo, havia evidência de que a

correta instalação das grelhas poderia reduzir os afundamentos plásticos e incrementar o comportamento à fadiga [24].

Desde a década de oitenta, diversas pesquisas têm demonstrado as vantagens da utilização de grelhas poliméricas de reforço no incremento de vida de serviço das rodovias.

Da evidência de que a inclusão de elementos de reforço na camada asfáltica de pavimentos recapeados e novos possa aumentar a vida de serviço dos pavimentos, devido ao incremento de resistência ao trincamento por fadiga e à propagação de trincas, diversas alternativas vêm sendo utilizadas e testadas no reforço de estruturas de pavimentos flexíveis destacando-se a inserção de geogrelhas de fibras de vidro, geogrelhas poliméricas e grelhas metálicas. Na atual conjectura, onde se desconhece a diferença entre a utilização de uma geogrelha de poliéster, uma grelha de fibra de vidro ou mesmo uma grelha metálica, o meio técnico brasileiro clama pela resposta à pergunta mais elementar cabível quando é cogitada a inserção destes materiais: qual grelha deve ser especificada em um caso real de obra?

Antigamente, sob uma ótica simplista, assumia-se que o material ideal era aquele que proporcionasse a maior rigidez ao conjunto, pois se acreditava que garantiria maior durabilidade ao pavimento. Exemplos típicos foram algumas aplicações de grelhas de fibra de vidro, realizadas na França (na rodovia RN 139, avenida Gustave Eiffel, rua Alfred Catel e route 1015) [25]. Nestas obras optou-se pela inserção de grelhas de fibra de vidro já que, comparando os módulos de elasticidade dos principais materiais disponíveis na época, percebeu-se que a rigidez do vidro encontrada nesta situação era maior:

- Vidro 70.000 MN/m^2;
- Poliéster 8.000 – 20.000 MN/m^2;
- Polipropileno 4.000 MN/m^2;
- Mistura asfáltica 5.000 – 10.000 MN/m^2.

Alguns autores [26] discordam deste ponto de vista, mostrando através de análises numéricas que a escolha destes produtos, baseada no critério de rigidez, é inadequada, sendo o

efeito do reforço para redirecionamento do trincamento dependente da rigidez e aderência na interface da camada asfáltica.

A correta seleção da grelha de reforço a ser utilizada deve contemplar ainda, a análise de custo-benefício ao longo da vida de serviço, a viabilidade de futuras manutenções e o fator de acréscimo de desempenho gerado pela inserção do reforço na nova camada asfáltica, sendo este fator dependente do mecanismo de deterioração atuante na rodovia. Porém, para que as grelhas funcionem adequadamente, as particularidades do processo de instalação que cada material requer devem ser atendidas.

2.2. Instalação

Os cuidados na fase instalação do reforço representam a chave para o bom desempenho do mesmo, havendo regras específicas para cada produto. Muitas dificuldades encontradas no passado com sistemas de interface foram esclarecidas pelo detalhamento do processo de instalação, através de uma proposta padrão [27].

Mesmo tratando-se de técnicas utilizadas há muitos anos cabem algumas observações sobre o processo de instalação das geogrelhas poliméricas, grelhas de fibra de vidro e grelhas metálicas, grelhas de reforço usadas no Brasil. A discussão do aspecto referido tem como ponto de partida o histórico da instalação destes materiais ao redor do mundo e suas dificuldades atuais.

O uso das geogrelhas como reforço de camadas asfálticas é crescente a partir do ano de 1980, sendo que desde suas primeiras aplicações seu processo de instalação teve boa aceitação no mercado, devido à facilidade. Quebrava-se neste instante a principal resistência à utilização da técnica. A instalação consistia na execução de uma pintura de ligação sobre o pavimente existente, e, posteriormente, a inserção e fixação da geogrelha recoberta por uma nova pintura de ligação previamente à execução da nova camada asfáltica. Contudo, o processo de instalação continuou sendo investigado [28].

Em 1990, a empresa Netlon Ltda. [28] começou a examinar os benefícios da união do geotêxtil a geogrelha, buscando eliminar a necessidade de fixação do reforço à camada asfáltica existente. Deste estudo, resultou um produto composto por um geotêxtil não tecido ultradelgado (saturado com betume) e uma geogrelha, unidos termicamente nos nós. Assim, as geogrelhas passaram a ter o processo de instalação facilitado, proporcionando a redução de duas etapas do processo de instalação (a fixação da geogrelha e a feitura da segunda camada de pintura de ligação) tornando a utilização do reforço mais atraente, em termos de custo e praticidade.

A utilização de grelhas de fibra de vidro como elemento de reforço em camadas asfálticas é recente no Brasil, sendo que um dos primeiros trechos experimentais foi executado na concessionária Univias [29]. Este trecho apresentou problemas nas seções reforçadas com grelhas, geogrelhas e de referência possivelmente gerados pelo ligante asfáltico utilizado.

O processo de instalação destas grelhas é semelhante as geogrelhas poliméricas. A Figura 2.1 apresenta as grelhas de fibra de vidro utilizadas em duas diferentes rodovias no Brasil.

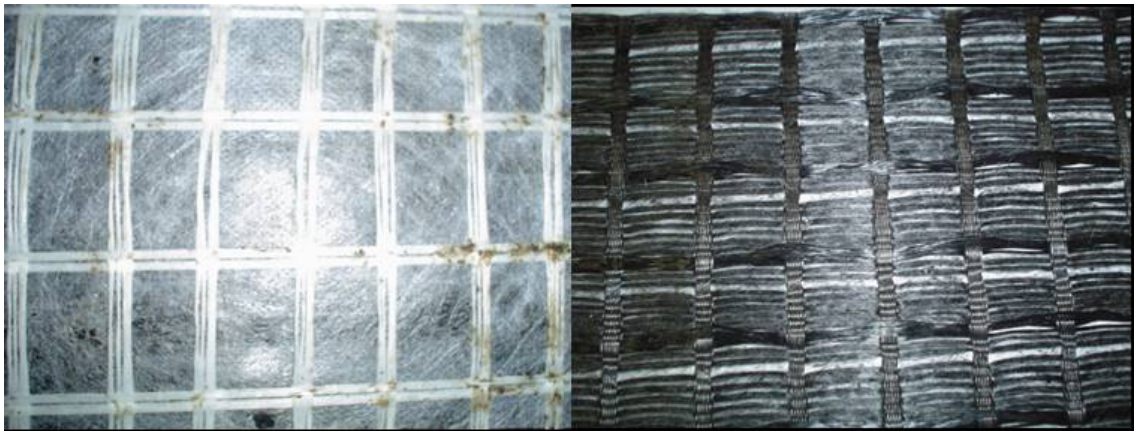


Figura 2.1 - Grelhas de fibra de vidro utilizadas no Brasil.

A Figura 2.1 apresenta as grelhas de fibra de vidro utilizadas no combate ao trincamento por fadiga em duas rodovias brasileiras entre o final do ano de 2003 e início de 2004. Estas grelhas passaram por processos de fabricação diferentes, sendo que a primeira grelha (à esquerda) apresenta maior dificuldade de instalação no campo, uma vez que requer uma

pintura de ligação prévia na superfície a ser aplicada. Já a segunda (à direita), apresenta-se previamente impregnada em betume, eliminando uma pintura de ligação tornando o processo de instalação mais ágil e limpo. Esta situação evidencia certo despreparo dos distribuidores de materiais de reforço, pois na mesma época são apresentados dois tipos de grelhas de fibra de vidro com processos de instalação distintos, sendo que a grelha não impregnada está em desuso no mundo.

As grelhas metálicas têm na sua etapa de fixação a fase mais importante e crítica do processo. O posicionamento da referida grelha influencia diretamente seu desempenho e condiciona seu mecanismo de atuação, sendo esta etapa a maior vilã da técnica.

Os principais problemas encontrados na utilização do reforço metálico convergem para a etapa de fixação da grelha metálica, pois a condição do pavimento antigo condiciona a capacidade de suporte que os grampos e pregos podem transferir à grelha que necessita ser corretamente esticada na superfície. As dificuldades de instalação das grelhas metálicas criaram uma resistência muito grande à sua utilização no país.

As dificuldades de instalação das grelhas metálicas ocorreram no mundo todo [30]. Como tentativa de minimizar os danos na fixação do reforço no pavimento existente testou-se a aplicação de uma camada de lama asfáltica sobre a grelha metálica. As vantagens deste sistema em relação à fixação por grampos são:

- Fácil utilização e viabilidade econômica já que garante melhor produtividade e eficiência;
- Proporciona uma melhor e mais homogênea ligação com o pavimento existente;
- Forma uma camada menos permeável;
- Possibilita a redução da espessura da camada asfáltica de recobrimento em até 1 cm, a espessura mínima requerida passa de 6 cm para 5 cm;
- Aumenta o potencial de fresagem e reciclagem, já que se sabe a correta a posição da grelha no interior da camada.

As principais recomendações para eliminar os danos remanescentes do processo de instalação dos sistemas de reforço de camadas asfálticas são [27]:

- Devem ser corrigidas as deficiências remanescentes na superfície antiga, (por exemplo, o enchimento de panelas);
- A superfície deve estar nivelada evitando a compactação inadequada do reforço, o que ocasiona o surgimento prematuro de trincas e irregularidade longitudinal. Na rodovia BR-040/RJ onde o reforço foi aplicado sobre uma superfície desnivelada, ocorreram danos ao processo de instalação do reforço e houve redução na sua vida de serviço (Figura 2.2);



Figura 2.2 - Superfície desnivelada mesmo após a fresagem do pavimento (BR-040/RJ).

- O reforço deve ser corretamente instalado, caso contrário pode haver o surgimento prematuro de defeitos devido à movimentação da grelha no interior da camada asfáltica;
- Durante a instalação do reforço deve-se garantir que a grelha esteja (1) desenrolada adequadamente, (2) isenta de dobras e rugas, sendo necessária uma correta sobreposição das grelhas quando requerida, assegurando a ancoragem especificada pelo fabricante;

- Deve-se evitar a movimentação das grelhas pela passagem da vibroacabadora durante a aplicação da camada de recapeamento, principalmente no caso das grelhas metálicas. O início de qualquer bobina deve ser fixada abaixo da bobina já instalada e sempre no sentido de passagem da vibroacabadora.

Ainda, observou-se em experiências realizadas em algumas das principais rodovias de Helsinki, Finlândia, que a inserção de grelhas de reforço sob uma nova camada de concreto asfáltico sobre placas de concreto deterioradas, apresenta desempenho satisfatório, desde que as grelhas sejam aplicadas sobre uma superfície sem imperfeições, confirmando a necessidade de um cuidado especial durante a instalação dos materiais de reforço [31].

No Brasil, poucos estudos envolvem as grelhas de reforço no pavimento. Mesmo assim, a utilização de geogrelhas poliméricas e grelhas metálicas vêm aumentando ao longo dos anos. Por um lado, os fabricantes viajam de norte a sul do país apresentando seus produtos e tentando viabilizar sua instalação nas rodovias. Por outro lado, os administradores de rodovias testam a utilização dos sistemas de reforço nos locais mais críticos das suas rodovias, em que pese, na maioria dos casos, a utilização de grelhas de reforço não é uma alternativa adequada. Isto acaba criando uma expectativa frustrada sobre o benefício dos materiais de reforço.

O processo de instalação das geogrelhas poliméricas é o mesmo em todo o mundo, e o material tradicionalmente utilizado é a geogrelha composta (geogrelha + geotêxtil). Sua utilização é mais comum no Brasil, devido à facilidade de instalação. A utilização das grelhas metálicas de reforço sofre uma maior resistência pelo mercado, já que vem apresentando alguns insucessos, devido às dificuldades encontradas durante a instalação. Na Europa, a partir do início da década de 1990, vem-se aplicando uma lama asfáltica sobre a grelha metálica com ótimos resultados obtidos.

De uma maneira geral, a Tabela 2.1 apresenta as diferentes etapas de instalação dos materiais de reforço disponíveis no Brasil e a forma como estes são instalados na Europa. As etapas de instalação de reforço, no caso brasileiro, são descritas em função de obras

acompanhadas nesta pesquisa. Para o caso de reforço com geogrelhas cita-se a obra realizada no Aeroporto de Ribeirão Preto, SP, e para o reforço com grelha metálica tem-se a obra na BR-040/RJ, em Duque de Caxias, RJ.

Tabela 2.1 - Resumo do processo de instalação das técnicas de reforço.

Etapas	**geogrelha Europa**	**geogrelha Ribeirão Preto**	**grelha metálica Europa**	**grelha metálica BR-040**
1	pintura de ligação	pintura de ligação	pintura de ligação	grelha metálica
2	Geogrelha	Geogrelha	grelha metálica	Fixação (grampos)
3	recapeamento asfáltico	recapeamento asfáltico	lama asfáltica	pintura de ligação
4			recapeamento asfáltico	recapeamento asfáltico

Da Tabela 2.1 pode-se perceber apenas a diferença entre os processos de instalação das grelhas metálicas, sendo que o método adotado na Europa tem mostrado maior eficiência. Tendo em vista as dificuldades de instalação encontradas no Brasil, sugere-se testar o método de instalação que contempla a inserção de uma camada de lama asfáltica que além de cobrir a grelha metálica, protege o material da passagem da vibroacabadora, evitando sua movimentação (Figura 2.3).



Figura 2.3 - Aparecimento da grelha na superfície.

Baseadas na instalação de geogrelhas poliméricas e grelhas metálicas em rodovias brasileiras são sintetizadas as principais diferenças de instalação entre as técnicas usuais no Brasil.

A Figura 2.4 ilustra os mecanismos de deterioração a serem combatidos pelos sistemas de reforço. À esquerda, observa-se a pista de táxi do Aeroporto de Ribeirão Preto, a qual apresenta algumas trincas, e, à direita, a rodovia BR-040/RJ, severamente trincada, com trincas tipo couro de jacaré e afundamentos plásticos.



Figura 2.4 - Defeitos existentes nos pavimentos existentes antes da restauração.

Após a fresagem da camada existente, a primeira etapa de instalação do reforço com geogrelhas é a execução da pintura de ligação (Figura 2.5), usualmente com emulsão asfáltica de ruptura rápida (RR-1C), com taxa residual de 0,5 kg/m^2.



Figura 2.5 - Pintura de ligação anterior à instalação da geogrelha.

A segunda etapa de instalação é a colocação da geogrelha (à esquerda). Já o reforço metálico se inicia pela colocação da grelha metálica (à direita), Figura 2.6.



Figura 2.6 - Desenrolamento das grelhas de reforço.

Após o desenrolamento, as grelhas metálicas são compactadas (com rolo de pneus), evitando o aparecimento de dobras e tensões remanescentes (à direita) e, em seguida, são fixadas com grampos e pregos (à direita). Estas etapas são de fundamental importância para o bom funcionamento do reforço metálico (Figura 2.7).



Figura 2.7 - Fixação do reforço metálico.

Após a fixação do reforço metálico, é executada uma pintura de ligação (Figura 2.8), usualmente com emulsão asfáltica de ruptura rápida (RR-1C), com taxa residual de 0,5 kg/m^2, sendo que sua definição é dependente da condição do pavimento existente.



Figura 2.8 - Pintura de ligação aplicada após a instalação da grelha metálica.

Como etapa final de execução dos sistemas de reforço tem-se a execução do recapeamento asfáltico (Figura 2.9). No caso de geogrelhas poliméricas (à direita), a camada asfáltica é executada diretamente sobre o material de reforço. Por outro lado, no caso do reforço metálico (à esquerda), a nova camada é aplicada sobre a grelha metálica previamente saturada com emulsão asfáltica.



Figura 2.9 - Execução da camada de recapeamento asfáltico.

Percebe-se, através destas ilustrações, o processo de instalação dos sistemas de reforço no Brasil. As geogrelhas são instaladas desta forma em todo o mundo. Contudo, o reforço metálico é assim instalado apenas em alguns países (por exemplo, EUA), sendo que na maioria destes, principalmente nos europeus, o reforço é envolvido em uma camada de lama asfáltica, maximizando seus benefícios (Figura 2.10).

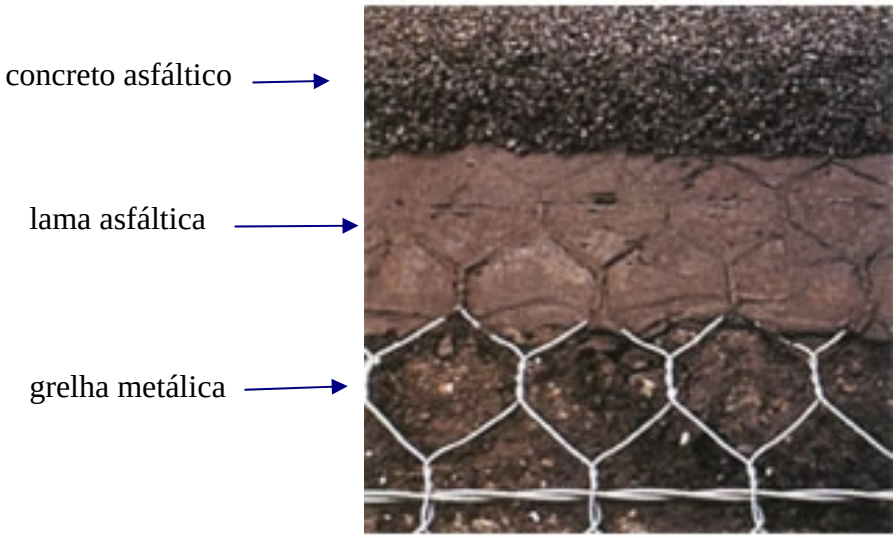


Figura 2.10 – Processo de fixação da grelha metálica, fonte: www.rms.ie.

Na engenharia rodoviária brasileira existe certa resistência à utilização de sistemas de reforço de revestimento asfáltico com grelhas, principalmente quanto à utilização de grelhas metálicas. O foco desta resistência pode ser traduzido na seguinte questão: “é possível fresar e/ou reciclar um revestimento asfáltico se este for reforçado com grelhas?”

Para responder esta complexa questão, deve-se avaliar a viabilidade econômica da reciclagem e, principalmente, a capacidade técnica das empresas da região em executá-la (atualmente, a reciclagem não pode ser realizada em todo o Brasil, devido à falta de estrutura das empresas em projetar e realizar o controle tecnológico). Deve-se salientar que há casos em que a reciclagem ou mesmo a fresagem não são alternativas tecnicamente viáveis.

Sobre a possibilidade de reciclagem de um pavimento reforçado com geogrelhas pode-se citar a experiência apresentada pela referência [32]. Durante a manutenção ou restauração de uma camada asfáltica pode ser necessária à remoção de parte do pavimento existente por intermédio de fresadoras. Assim, os testes realizados mostraram que, por um lado, a fresagem geralmente é uma alternativa possível em camadas asfálticas reforçadas, mas, por outro, deve ser avaliada a conveniência da utilização do material moído como material de construção da nova camada reciclada.

Testes foram realizados em uma seção experimental de 35 m de extensão numa faixa de tráfego. Nesta seção os primeiros 5 m não estavam reforçados com geogrelhas e os 30 m

remanescentes continham um geogrelha polimérica de reforço [33]. A sondagem apontava uma espessura média de revestimento de 5,6 cm, variando entre 4,5 e 7,0 cm. A execução desta nova camada asfáltica reforçada (geogrelha de poliéster com resistência de 50 kN/m em cada direção) ocorreu em 1988.

A fresagem foi executada em 1992 e o equipamento usado foi uma fresadora Wirtgen SF 1000C. A profundidade de fresagem foi de 7 cm, com largura de 1 m. Enquanto no pavimento sem geogrelha o corte ocorreu sem nenhum problema, na seção reforçada foi necessária uma redução na velocidade deste processo, não havendo comprometimento na realização do serviço.

No total, foram gastos 15 minutos para fresar os 35 m de pista. Após, foi fresado o restante do pavimento, sendo a grelha polimérica removida e armazenada. Alguns testes foram realizados contemplando a reutilização do material de reforço fresado na camada reciclada. Observou-se que este material pode ser reaproveitado na nova camada asfáltica, sendo a quantidade máxima permitida de 30%. Esta percentagem de utilização já é permitida na Alemanha, porém deve-se salientar que este processo de reaproveitamento das geogrelhas não é usual no Brasil.

Sabida a possibilidade de reciclar os pavimentos reforçados com geogrelhas poliméricas e mesmo de fresar tal tipo de pavimento, fez-se uma avaliação sobre a possibilidade de reciclagem de um pavimento reforçado com grelhas metálicas [34]. Algumas seções teste foram instaladas com diferentes materiais, no intuito de avaliar o potencial de reciclagem destes produtos. O reforço metálico envolvido em lama asfáltica (usada como camada de ligação) foi instalado e sobre a grelha foi executada uma nova camada asfáltica com espessura de 6 cm. Deste teste algumas observações puderam ser feitas:

- Quando se trabalha com grelhas metálicas, como reforço embutido na estrutura do pavimento, a camada asfáltica sobrejacente deve ser nivelada antes da retirada da grelha. Os dois produtos separados podem ser completamente reciclados, já que o

asfalto não contém nenhum resíduo metálico. Portanto, não há empecilhos para a reciclagem a quente;

- Devido à alta qualidade do aço, não é recomendado cortar a grelha, sob o risco de prejudicar o equipamento de fresagem e reduzir a eficiência do processo, ver Figura 2.11;
- Deve-se nivelar a superfície 1 cm acima da grelha, sem atigí-la;
- Não há qualquer problema em arrancar a grelha metálica usando um guindaste.



Figura 2.11 - Problemas decorrentes da tentativa de fresar a grelha metálica.

Os testes referidos comprovam que é possível reciclar o pavimento reforçado com grelha metálica. Contudo, se recomenda que o reforço metálico existente seja mantido no pavimento, devido às características de durabilidade e resistência da grelha. Esta grelha pode servir como reforço para o novo revestimento asfáltico.

Os resultados e conclusões deste estudo comprovam a eficiência de executar uma camada de lama asfáltica sobre o reforço metálico, principalmente no caso de uma futura intervenção que contemple a reciclagem ou mesmo a fresagem. Assim, comenta-se novamente a necessidade de fazer a instalação das grelhas metálicas embebidas em uma camada de lama asfáltica no Brasil, até porque este processo de instalação já está padronizado na Europa.

2.3. Mercado Mundial

No decorrer deste trabalho, muitos comentários têm sido feitos sobre os materiais de reforço, principalmente as geogrelhas poliméricas, grelhas de fibra de vidro e grelhas metálicas. Uma investigação realizada em 1996, sobre os diversos materiais utilizados no Reino Unido envolveu autoridades rodoviárias, consultores e órgãos contratantes, totalizando 185 organizações participantes [35]. Deste total, um terço contribuiu respondendo o questionário que se propunha a levantar dados sobre eventuais experiências com qualquer tipo de aplicação de material de reforço na pavimentação, fosse geotêxtil, geogrelha polimérica, grelha metálica ou geogrelha de fibra de vidro. A Figura 2.12 sintetiza os resultados obtidos.

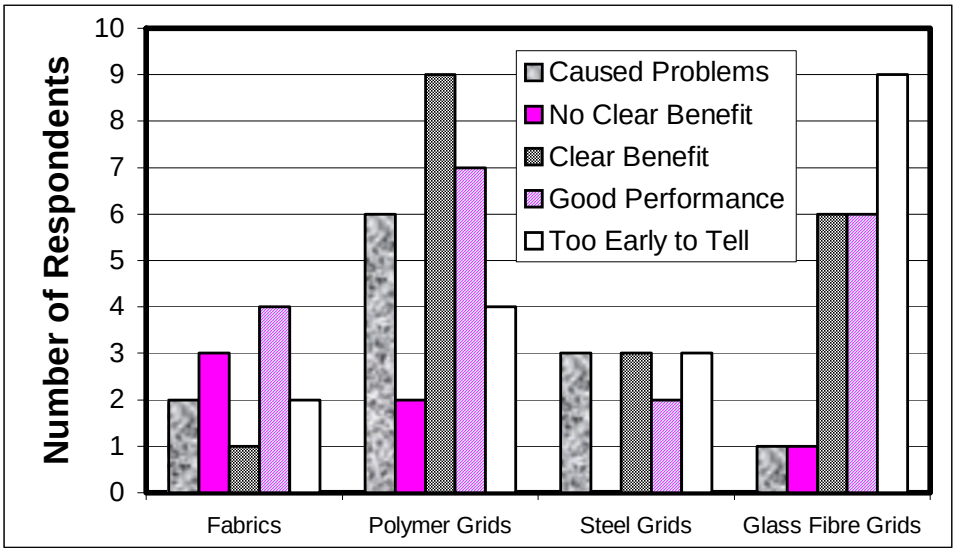


Figura 2.12 – Investigação realizada no Reino Unido [35].

Os números envolvidos são relativamente baixos, logo a confiabilidade estatística é limitada. De qualquer forma, o trabalho indicou que há uma maior experiência com

geogrelhas poliméricas e de fibra de vidro comparativamente aos demais produtos. Isto demonstra um notável contraste com relação a outros países, como a França, onde os geotêxteis são amplamente usados e conhecidos no meio técnico. Os autores da pesquisa admitem que este fato pode refletir uma melhor estratégia de marketing adotada em cada país do que qualquer fator técnico.

Tanto as geogrelhas poliméricas quanto as grelhas de fibra de vidro apresentaram, conforme respostas dos entrevistados, “claro benefício” ou “bom desempenho”. Contudo, os insucessos contabilizados com geogrelhas poliméricas são consideravelmente maiores se comparado às grelhas de fibra de vidro. Para geotêxteis e grelhas metálicas, os números foram realmente muito baixos para uma avaliação significativa.

Aproximadamente 80% dos entrevistados faziam parte de órgãos rodoviários. Havia pouquíssimas informações dos projetistas, construtores e até mesmo de consultores.

Tendo como referência o estudo desenvolvido no Reino Unido, onde ficou evidente que o meio técnico acredita na eficiência dos materiais de reforço, propôs-se uma pesquisa semelhante no Brasil, onde foram distribuídos mais de 200 questionários no meio técnico rodoviário e 45 técnicos responderam. A motivação deste questionário foi apresentar respostas as seguintes inquietudes:

- A engenharia rodoviária brasileira acredita na eficiência dos materiais de reforço?
- Os consultores, projetistas e construtores brasileiros conhecem realmente as grelhas de reforço e suas particularidades?
- Qual é a aceitação destes produtos no país?

Mostrando uma tendência contrária à pesquisa européia, constatou-se que apenas 9% das respostas eram de técnicos pertencentes aos órgãos rodoviários. O que se observa é o interesse de consultores e concessionárias que colaboraram com aproximadamente 40% das respostas.

Um dos motivos pelos quais não se encontram discussões sobre o tema em eventos nacionais é que 45% dos entrevistados não conhecem as grelhas de reforço. Ainda, 67% acreditam que a falta de conhecimento destes produtos no meio técnico é a falta de divulgação. Porém, 43% dos entrevistados acreditam que estes produtos podem ser utilizados no combate ao trincamento por fadiga no Brasil. Interessante é que o principal foco da tese, a utilização das grelhas no combate às deformações não foi citado pelos entrevistados, mostrando que esta utilização não é conhecida no país.

Esta pesquisa realizada durante o ano de 2004 envolveu autoridades rodoviárias, pesquisadores, consultores e órgãos contratantes, totalizando 45 participantes. Deste total, pouco mais de dois quintos tinham experiências na aplicação de material de reforço na pavimentação, seja geotêxtil, geogrelha polimérica, grelha metálica ou grelha de fibra de vidro. A Figura 2.13 avalia as experiências realizadas com tais materiais.

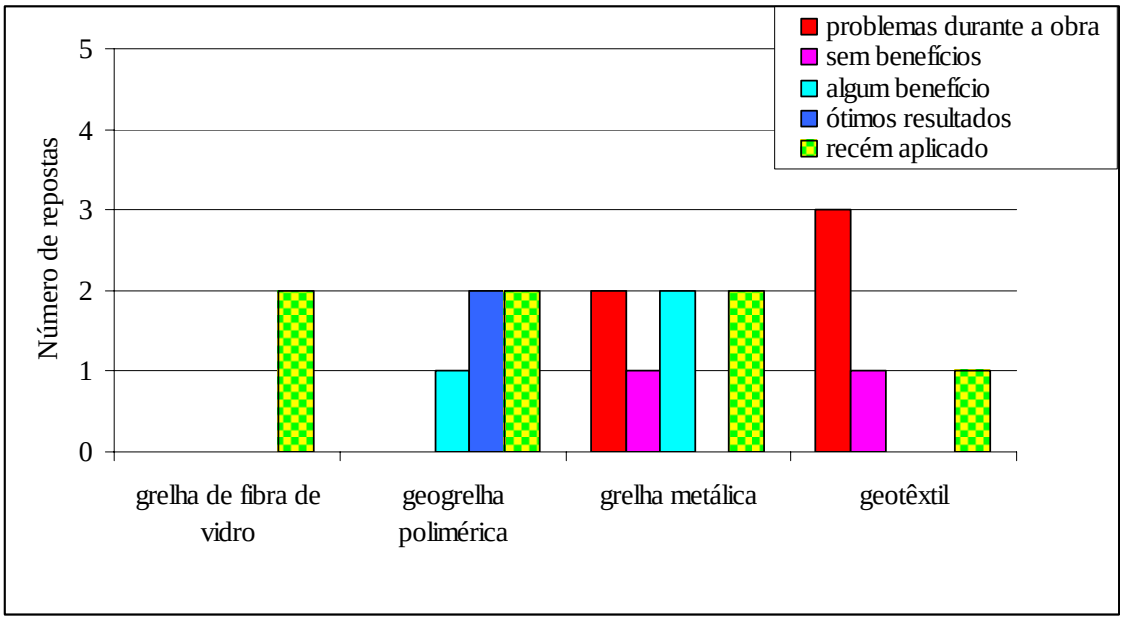


Figura 2.13 - Investigação realizada no Brasil.

Seguindo o padrão da pesquisa britânica, os números envolvidos são baixos, limitando a validade estatística. Ainda assim, o trabalho indicou que há uma maior experiência com geogrelhas poliméricas e grelhas metálicas comparativamente aos outros produtos. Isto certamente converge com a utilização das grelhas no Reino Unido, apesar da pouca

experiência com grelhas de fibra de vidro, refletindo uma melhor estratégia de marketing adotada no país.

Tanto as geogrelhas poliméricas quanto as grelhas metálicas apresentaram, segundo respostas dos questionados, benefícios na sua utilização; já os geotêxteis apresentam muitos problemas ligados ao processo construtivo bem como as grelhas metálicas, alertando para a necessidade de maiores cuidados na instalação destes produtos. Apesar da falta de conhecimento destes materiais e domínio das peculiaridades dos processos, tem-se como fator positivo a recente aplicação de todas estas técnicas em rodovias brasileiras.

Foi questionada a preocupação em realizar operações de fresagem e reciclagem em pavimentos reforçados com geogrelhas, já que a técnica de fresagem é corriqueira nas rodovias brasileiras.

Tendo como ponto de partida a inclusão de elementos de reforço na camada asfáltica de pavimentos recapeados e novos, verificou-se a literatura internacional e nacional sobre testes de campo que pudessem engrandecer esta discussão.

2.4. Casos

2.4.1. Rodovias em Serviço

Embora não sejam propriamente materiais de reforço, os geotêxteis são freqüentemente usados na restauração de pavimentos asfálticos e mesmo em camadas de base, reforçando o pavimento [35]. A interface criada pelo geotêxtil e o ligante asfáltico, oriundo da pintura de ligação, formam uma barreira que inibe a progressão das trincas. Tais soluções foram encontradas no intuito de retardar a reflexão de trincas para a camada adjacente.

O uso de geotêxteis sob uma camada asfáltica de aproximadamente 5 cm na rodovia RN91, na Bélgica, mostrou que este tratamento inibiu o trincamento por 6 anos, enquanto que uma seção de referência não-reforçada, após o mesmo período, apresentava-se severamente trincada [36]. Mais algumas experiências tiveram êxito na Bélgica, rodovia E42, e na Espanha, rodovia A64, com pavimentos semi-rígidos. Em ambos os casos, o trecho de

referência falhou antes do quarto ano de vida de serviço, enquanto o trecho reforçado com geotêxtil permanecia intacto. Testes acelerados foram realizados no Japão, pelos quais se observou um benefício gerado pela inserção do geotêxtil, minorando significativamente (entre 30% e 50%) o processo de trincamento por reflexão [37]. Referidos valores são compatíveis aos encontrados em testes com espessura de camada asfáltica reforçada de 5 cm, que mostraram ganho de 50% [38]. Também se verificaram benefícios para a utilização de geotêxteis em recapeamentos asfálticos sobre pavimentos rígidos [39]. As experiências belgas em 13 testes de campo, principalmente através da utilização de novas camadas asfálticas sobre placas de concreto de cimento Portland, mostraram que os geotêxteis se comportaram muito bem, exceto nos casos em que houve a ocorrência de movimentação das placas [40].

Outras utilizações para geotêxteis foram testadas ao longo dos anos, como sua utilização diretamente sobre a base, no intuito de aumentar a resistência do pavimento e mesmo de impermeabilizá-lo. Porém, nestes casos, deve-se fazer uma boa avaliação custo-benefício, já que muitas experiências apontam para desvantagens financeiras na aplicação de geotêxteis [41].

A utilização de grelhas de reforço, por sua vez, representa um investimento financeiro de maior magnitude que os geotêxteis, exigindo um retorno de investimento maior. A referência [42] apresentara dados de um estudo experimental na Áustria, comparando diretamente os benefícios de geogrelhas e geotêxteis numa rodovia pavimentada em placas de concreto que havia sido restaurada com camadas asfálticas, com espessura variável entre 11 e 13 cm, que rapidamente apresentara trincamento severo. Vários tratamentos foram realizados, envolvendo muitas composições e técnicas. O recapeamento asfáltico, com espessura de 6 cm executado sobre uma geogrelha de polipropileno, não apresentou defeitos durante 3 anos e a seção reforçada com geotêxtil apresentou 7% de trincas na superfície no mesmo período. Uma seção não-reforçada, com espessura de 12 cm, apresentou 2% de área trincada no mesmo período. Contudo, onde a geogrelha foi usada sobre uma camada de reperfilagem de 3 cm

apareceram 6% de área com trincas. Uma seção correspondente de grelha metálica (também aplicada diretamente sobre o pavimento existente) apresentou 27% de área trincada e o que chamou mais a atenção é que muitas destas trincas ocorreram em regiões onde não existiam defeitos no pavimento antigo. Dentre as alternativas testadas as geogrelhas tiveram melhor desempenho.

Estudos realizados pela referência [43] concluíram que a inclusão de geogrelhas de poliéster representa um fator de acréscimo na vida de serviço das rodovias, que pode ser quadruplicado com a inclusão de geogrelhas de poliéster quando comparados a simples execução de uma nova camada asfáltica. Corroborando com este benefício, a referência [44] apresentou evidências de que as geogrelhas poliméricas apresentam um incremento de vida de serviço três vezes maior que um concreto asfáltico convencional. Outros casos com êxitos na utilização de geogrelhas poliméricas no controle ao trincamento por reflexão, porém, infelizmente, na maioria destas aplicações não existiam seções de controle (não reforçadas) [45]. Da mesma forma, projetos contemplando a utilização de grelhas metálicas de reforço em diferentes tipos de pavimentos, mostraram uma redução substancial ou mesmo eliminação de problemas de trincamento e deformações excessivas [30].

Uma das primeiras experiências com a aplicação de geogrelha de poliéster ocorreu na Noruega, em 1974. A rodovia apresentava severas trincas longitudinais no bordo da pista, afundamentos e muitas trincas na região central da via. Relata-se que, no ano de 1951, a rodovia foi alargada sendo a fundação da estrutura do pavimento composta por seixo. Assim, em 1974 decidiu-se reforçar o pavimento com geogrelha de poliéster ou grelha metálica. Por razões práticas e de segurança da via, optou-se pela geogrelha como solução a ser adotada. A instalação foi precedida pelo tratamento dos afundamentos com concreto asfáltico [46]. Em alguns casos, a geogrelha foi colocada longitudinalmente ao longo da rodovia, mas, na maior parte da área, foi instalada transversalmente, de modo a proporcionar a continuidade do reforço na região mais fraca da malha, adicionando força à direção transversal. Após 14 anos

de monitoramento, concluiu-se que o reforço foi uma solução eficaz, já que no trecho de controle, as trincas surgiram 7 meses após o recapeamento. Nesta mesma avaliação, encontrou-se uma trinca com 2 metros de extensão na área reforçada, exatamente na interface entre os panos da geogrelha, além de trincas no acostamento que não fora reforçado. Antes do reforço, o pavimento era governado pelo grau de trincamento e após, com utilização da geogrelha, passou a ser governado pelo desgaste. Em 1979, assim como em 1983, alguns remendos foram executados em função da ocorrência de afundamentos, os quais apareceram também nas áreas reforçadas, porém, em menor incidência.

A rodovia FH 190, no estado de Louisiana, EUA, foi reforçada com grelhas de fibra de vidro, em diferentes estruturas. Uma construída com estrutura de pavimento flexível (ACC) com revestimento asfáltico e base estabilizada com cimento e a outra um pavimento rígido com placas de concreto cimento Portland (PCC). O projeto original que contemplava a restauração pela inserção de uma nova camada asfáltica, foi alterado, propondo-se a inserção da grelha de fibra de vidro, no intuito de combater o trincamento por reflexão no pavimento existente. Assim, a espessura da primeira camada asfáltica foi reduzida do projeto inicial de 11 cm para 4 cm com a inserção da geogrelha. Não houve a execução de uma seção de controle no trecho composto por pavimento rígido devido à severa incidência de defeitos, mas, na outra região, duas seções de controle foram inseridas. De forma a tratar a superfície existente, esta foi fresada e as trincas remanescentes foram seladas. Após, foi executada a primeira camada asfáltica, com espessura de quatro centímetros em agosto de 1994, [47].

No caso do pavimento flexível as trincas encontradas eram em blocos, devido à movimentação térmica. Já no caso do pavimento rígido, as trincas encontradas tinham padrão couro de jacaré, além das trincas em bloco, mostrando que, além da movimentação térmica, as trincas existentes nas placas de concreto estavam se refletindo na superfície asfáltica existente (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 - Trincas remanescentes na seção de pavimento [47].

	Seção de controle		Seção com grelha	
	transversal	longitudinal	Transversal	longitudinal
Comprimento (m) - ACC	3052,5	814,2	746,2	46,0
Número de trincas - ACC	1177,0	113,0	274,0	4,0
Comprimento (m) - PCC	-	-	5260,0	7905,5
Número de trincas - PCC	-	-	1002,0	44,0

As avaliações visuais foram feitas semestralmente nos três primeiros anos e após anualmente. Na Tabela 2.3 estão sintetizados os resultados obtidos.

Tabela 2.3 - Resultados das avaliações de campo [47].

	Tipo de trinca (m)	Avaliações registradas em meses							
		3	6	12	18	24	30	36	48
ACC									
Grelha	Transversal	0	0	0	0	0,03	0,19	0,23	0,44
Controle	Transversal	0	0	1,80	3,30	3,50	5,10	5,64	7,65
Grelha	Longitudinal	0	0	0	0	1,50	2,25	2,55	2,55
Controle	Longitudinal	0	0	0	0	0	30,20	71,78	74,30
PCC									
Grelha	Transversal	0	0	1,55	3,86	10,97	14,10	14,80	18,30
Grelha	Longitudinal	0	0	0,11	0,11	0,68	0,97	1,13	1,82

A estrutura em ACC equivalia a 58,1% da área total, sendo que todas as seções de teste localizavam-se nesta área. Devido à diferença de área entre as seções reforçadas e de controle adotou-se como parâmetro de comparação de desempenho uma área equivalente a 1000 m^2 de rodovia. Assim, a região reforçada com grelha de fibra de vidro teve 1,45 m de trincas por 1000 m^2 contra 27,9 da seção de controle. Assim, a seção de controle teve 19,2 vezes maior trincamento linear que a área reforçada. A maioria dos defeitos apresentou baixa severidade, sendo a abertura das trincas menor que 6,25 mm. Já na região de interface com a outra seção, 3,4% das juntas tratadas com a geogrelha apresentaram trincas, enquanto as juntas não reforçadas apresentaram 10,8%.

A região com estrutura denominada PCC, responsável por 41,9% da área total e que tinha um grau de trincamento mais severo apresentou um total de trincas de 8,34%, que são valores bem positivos quando comparados com o nível de trincamento existente na via.

Alguns testes foram realizados em 1994, na Bélgica, em trechos reforçados com grelha metálica (embebida em lama asfáltica). A avaliação de desempenho foi feita quando estes apresentavam vida de serviço variando de 2 a 4 anos [30]. Estes trechos apresentavam problemas localizados, nos quais foram testadas a eficiência e durabilidade da técnica, Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Resumo dos trechos experimentais belgas [30].

Local e data do reparo	**Defeito**	**Sub-base + recapeamento**	**Avaliação**
N31 Bruges (1989)	afundamentos	concreto magro + 21 cm de ACC	B - efeito do reforço contra os afundamentos.
E17 Beervelde (1991)	afundamentos	Granular + 20 cm ACC	B - efeito do reforço contra os afundamentos.
Zwevegem Bellegemstreet (1990)	afundamentos + trincamento	S1:granular+ 10 cm ACC S2: CCP + 10 cm ACC	MB - reflexão de trincas na seção 2 (S2) tem sido observadas.
Bruges Lange Rei (1989)	trincamento	concreto magro + 5 cm de ACC	E – sem defeitos.
N415 Zwalm (1991)	trincamento	PCC + 14 cm ACC	E – sem defeitos.
N499 Maldegem (1991)	trincamento	PCC + 4 cm ACC	B – inicio de reflexão em uma junta.
Tornai Mont St. Aubert (1989)	trincamento	PCC + 8 cm ACC	MB – início da reflexão de trincas, panela.
Aalter Nijverheidslane (1992)	trincamento	PCC + 9 cm ACC	E – sem defeitos.
N368 Beernem (1991)	trincamento	granular + 12 cm ACC	MB – início de panela.
Grimbergen Welvaartsdijk (1992)	afundamentos + trincamento	granular + 12 cm ACC	R – problemas de drenagem, panelas e afundamentos.

B- bom; MB- muito bom; E- excelente; R- razoável.

De uma forma geral, observou-se o bom desempenho da grelha metálica, sendo que no caso da rodovia N499, a alta incidência de trincas de reflexão é devido à espessura de

recapeamento delgada (4 cm) inferior à mínima recomendada, além da movimentação das placas de concreto de cimento Portland (PCC). Contudo, as grelhas metálicas se comportaram adequadamente ao trincamento por fadiga, já quando utilizadas no combate a deformação plástica seu benefício foi modesto.

Os relatos apresentados mostram a preocupação dos órgãos e executores de provar a eficiência da técnica de reforço, entretanto, carecem de sistemas de monitoramento adequados e modelos de previsão de desempenho. Na maioria dos casos apresentados, a escolha do material de reforço foi subjetiva, desconsiderando-se o dimensionamento adequado da estrutura. No caso ora citado, por exemplo, foi aplicado em uma seção uma espessura de camada asfáltica de 4 cm e na seção seguinte 14 cm, dificultando a análise dos resultados.

Os autores da referência [48], constataram que, tanto as geogrelhas de poliéster, como as de fibra de vidro, são eficientes no controle do trincamento de reflexão e a diferença entre o desempenho destes materiais se deve à variação da rigidez. Portanto, os fatores de reforço encontrados em flexão de 1,9 para geogrelhas de poliéster e 9,6 para grelhas de fibras de vidro, devem ser encarados como valores qualitativos, devido às condições testadas.

Visando verificar o diferente comportamento entre os tipos de geogrelha, idealizou-se um teste de campo em uma via na cidade de Stuttgart, Alemanha, no final da década de 70. A via em questão foi construída no local de uma linha férrea que recém havia sido removida, tendo-se mantido a fundação em concreto. Devido à diferença de rigidez entre o subleito e a placa de concreto, surgiram trincas longitudinais ao longo da via justamente na região de interface entre a fundação existente e a nova, implicando em manutenções anuais ao longo desta via. Essas trincas estendiam-se longitudinalmente por toda a extensão da via, refletindo exatamente a interface entre a placa de concreto existente e a fundação [48].

Assim, resolveu-se restaurar o pavimento de forma a testar o potencial de certos materiais de reforço (geogrelhas de poliéster e grelhas de fibras de vidro) no combate ao

trincamento por reflexão, testar diferentes formas de instalação e diferentes espessuras de recapeamento.

Após 24 meses de vida de serviço foram realizadas vistorias, das quais notou-se que:

- As trincas que se propagaram pela região não reforçada não atingiram a área reforçada;
- Não ocorreram variações entre os diferentes reforços e técnicas de instalação.

Deste estudo, pode-se verificar a dificuldade em obter resultados significativos em curtos períodos de avaliação, além disso, não ficou evidente qualquer diferença entre os materiais do ponto de vista de durabilidade e mesmo de instalação.

Alguns estudos realizados na República de Belarus, entre 1987 e 1994, em 9 trechos experimentais contemplando o combate ao trincamento por reflexão através da utilização de geotêxteis, grelhas de fibra de vidro e geogrelhas poliméricas [49]. Os trechos eram inspecionados através de avaliações visuais duas vezes por ano de forma a avaliar o trincamento e a rugosidade do pavimento.

Estes trechos experimentais foram diferenciados em duas classes, a primeira contendo os trechos reforçados continuamente e a segunda contendo aos trechos de rodovias em que foram reforçados pontos localizados. Deste trabalho pode-se concluir que, dependendo da estrutura do pavimento, o reforço com geotêxtil, grelhas de fibra de vidro e geogrelhas poliméricas tem potencial para retardar o trincamento com benefício variável por um período de 2 a 5 anos.

Além destas experiências em rodovias em serviço, serão relatados testes em pistas experimentais realizados no Reino Unido.

2.4.2. Pista Experimental de Nottingham

A pista experimental de Nottingham denominada “The Nottingham Pavement Test Facility” [50] permite carregar o pavimento com uma carga de roda real. O principal objetivo deste teste foi avaliar o efeito de reforço das grelhas inseridas no pavimento na postergação do surgimento de trincas de reflexão.

Um pavimento teste inicial foi construído para se investigar a viabilidade da colocação de uma camada de asfalto reforçada sobre panos de pavimento. Esses panos representariam um pavimento existente severamente trincado. Era esperada a reflexão de trincas sobre as juntas dos panos. Na tentativa inicial, só um tipo de grelha, polimérica (tensar AR1) foi usado junto com uma seção de controle não-reforçada, sem nenhuma instrumentação. Após a repetição de alguns milhares de carga de 12 kN, a seção de controle começou a trincar, sendo que o reforço permaneceu intacto por mais tempo. O teste foi realizado a 20°C e houve a ocorrência de significativos afundamentos ao final do teste.

Uma nova configuração foi testada, seguindo a mesma metodologia do teste inicial foram construídas seis seções de teste (Figura 2.14). A roda percorreria dois caminhos diferentes, cada um deles atravessando duas seções reforçadas e uma seção de controle.

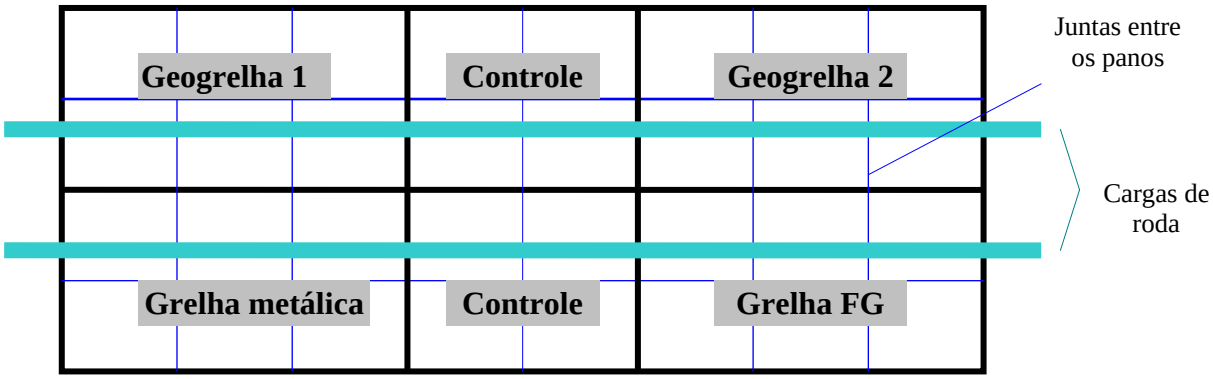


Figura 2.14 - Seções de pavimento da pista experimental de Nottingham.

A Tabela 2.5 sumariza as características dos tipos de reforço utilizados no trecho experimental.

Tabela 2.5 - Características dos materiais de reforço.

Nome	Descrição	Material	Malha (mm)	Resistência (kN/m)	Rigidez (MN/m)
Geogrelha 1	grelha	polipropileno	64 x 64	21	0.33
Geogrelha 2	grelha + goetêxtil	polipropileno	64 x 64	24	0.34
Grelha FG	grelha + goetêxtil	fibra de vidro	26 x 40	34	0.60
Grelha metálica	grelha	aço	85 x 85	49	22.7

A estrutura do pavimento existente e o sistema de leitura de deflexões são apresentados na Figura 2.15. Sobre a sub-base granular foi construída uma camada de areia delgada sobre a qual, posteriormente, foram executados os panos asfálticos, com espaçamentos entre 3 e 5 mm cada. Muito cuidado foi requerido para que os panos fossem assentados de forma homogênea. A espessura da camada asfáltica (8 cm) foi dimensionada de forma que as primeiras trincas surgissem em um curto período de tempo. Os materiais de reforço foram instalados sobre uma camada de regularização, sendo que na instalação destes materiais foram seguidas as recomendações específicas de cada produto. As geogrelhas tipo 2 e de fibra de vidro foram instaladas após a execução da pintura de ligação no pavimento existente. Já a grelha metálica foi fixada com pregos, e a geogrelha tipo 1 foi simplesmente colocada no pavimento existente.

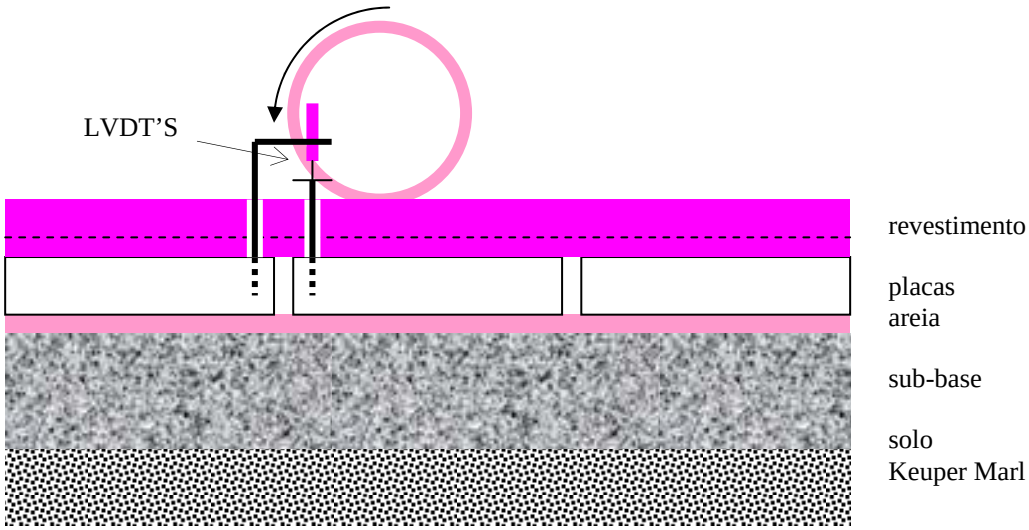


Figura 2.15 - Esquema da estrutura do pavimento existente [35].

Apesar de todos os cuidados, surgiram algumas incertezas nos resultados obtidos, principalmente em relação à rigidez do concreto asfáltico na seção de teste que envolvia a geogrelha de fibra de vidro, que parecia estar mascarando seus resultados, prejudicando a correta avaliação da técnica. Também a presença de afundamentos poderia estar prejudicando a análise da formação das trincas. Por estas razões, foi decidido repetir o teste com as seguintes diferenças:

- O teste foi realizado a temperatura de 14°C, a mais baixa temperatura possível com o sistema de controle;
- Sobre a sub-base foi inserida uma camada de borracha, proporcionando uma redução da rigidez da fundação e assegurando condições uniformes;
- A espessura da camada asfáltica pode ser ligeiramente reduzida (6,5 cm), reduzindo a formação de afundamentos e acelerando o desenvolvimento de trincas.

Para cada seção testada, as trincas foram monitoradas, assim como o movimento vertical entre os panos e a trajetória das cargas. A progressão das trincas é mostrada na Figura 2.16, onde se observou a ocorrência de trincas sobre as juntas entre os panos de pavimento antigo. Há também certo desenvolvimento de trincas longitudinais, principalmente no teste a 20^0C, mas isto aconteceu em ambos os lados da carga de roda e estava associado à ocorrência de afundamentos.

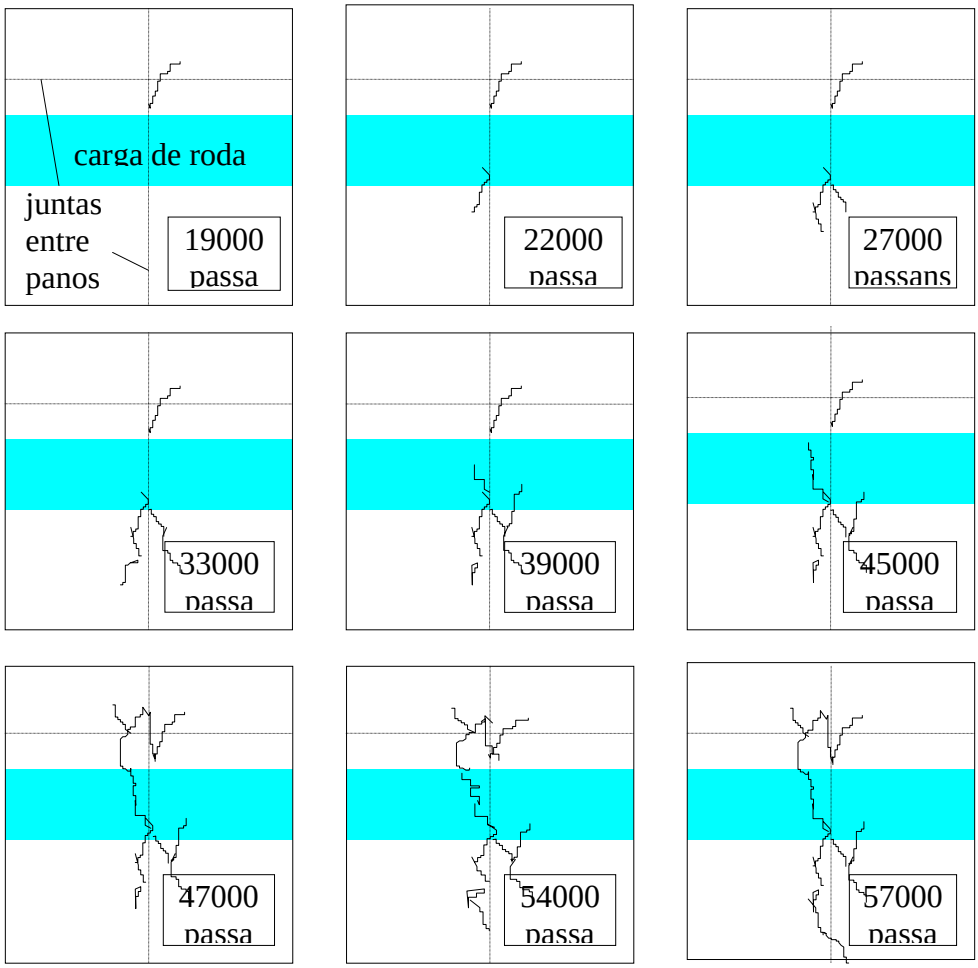


Figura 2.16 - Progressão de trincas na seção com grelha de fibra de vidro [35].

O padrão irregular de crescimento da trinca, juntamente com a dificuldade de identificar as trincas na trilha de roda, dificultou a quantificação dos defeitos. As Figuras 2.17 e 2.18 mostram o crescimento das trincas. Observou-se que a diferença de comportamento entre as seções não era significativa havendo, porém, uma tendência da seção de controle trincar relativamente mais depressa. Contudo, apenas o reforço metálico mostrou constantemente melhor comportamento. As geogrelhas poliméricas apresentaram melhores resultados à 20°C do que a 14°C e as grelhas de fibra de vidro, de uma forma geral, pareciam não inibir o trincamento.

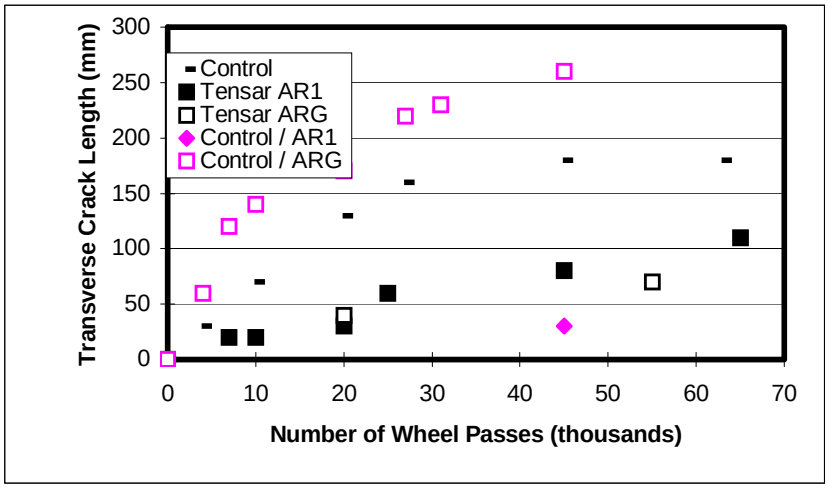


Figura 2.17 - Desenvolvimento de trincas a 20°C geogrelha 1(Tensar AR1) e geogrelha 2 (ARG) [35].

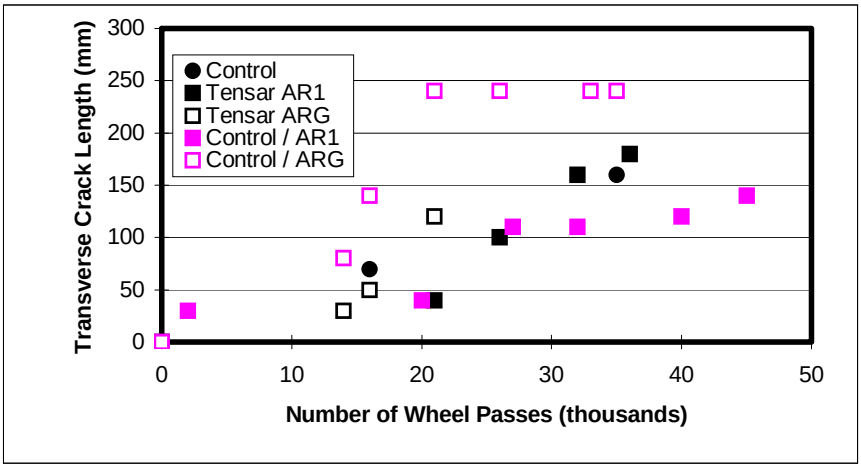


Figura 2.18 - Desenvolvimento de trincas a 14°C geogrelha 1(Tensar AR1) e geogrelha 2 (ARG) [35].

Como o estudo dos afundamentos não era o objetivo da pesquisa, poucos foram os dados levantados sobre os mesmos durante o monitoramento. Os dados levantados do primeiro teste a 20°C são apresentados na Figura 2.19. Era prevista uma menor incidência de afundamento nos testes sob temperaturas mais baixas e tal previsão foi concretizada.

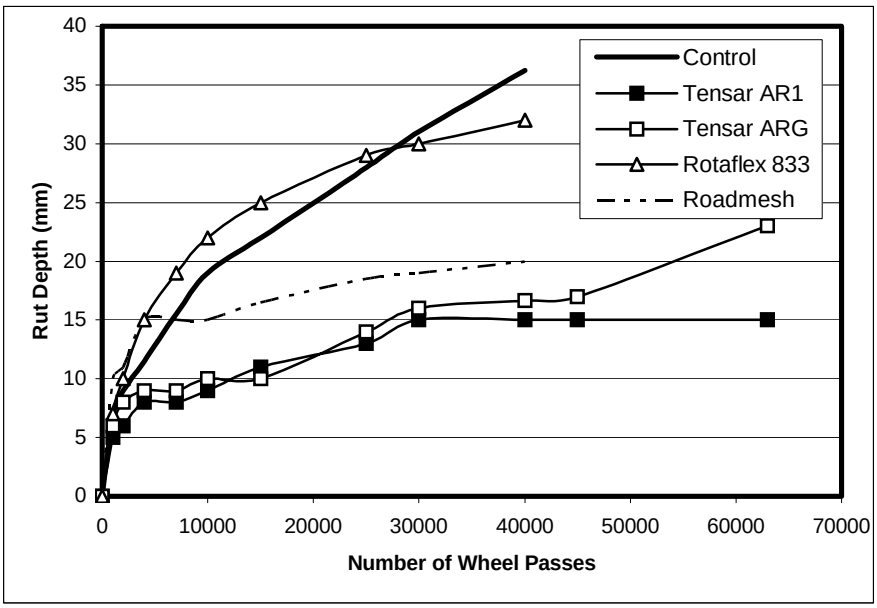


Figura 2.19 - Desenvolvimento de afundamentos a 20°C [35].

É notável a redução de afundamentos nas seções reforçadas quando comparadas à seção de controle. O melhor desempenho ocorreu na seção reforçada com as geogrelhas poliméricas, enquanto que as seções com as grelhas metálicas apresentaram um desempenho ligeiramente inferior. Por sua vez, as seções reforçadas com grelhas de fibra de vidro mostraram desempenho muito pouco benéfico quando comparados às seções de controle.

2.4.3. Observações Complementares

Os trechos experimentais com grelhas de reforço realizados por pesquisadores e órgãos rodoviários no mundo todo são muito proveitosos por vários aspectos, pois auxiliam no aprimoramento dos processos de instalação do reforço, atuam em diferentes tipos de pavimentos e defeitos e são encarados sob óticas e contextos distintos.

Dentre as diversas aplicações ao redor do mundo contemplando a utilização de grelhas de reforço no interior do pavimento, alguns testes comparando as alternativas e suas particularidades, são apresentados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Testes de campo realizados com as grelhas de reforço.

Material que apresentou benefício	Demais materiais testados	Fonte
grelha metálica	Geotêxtil	[18]
grelha metálica	concreto asfáltico tradicional	[19]
geotêxtil	concreto asfáltico tradicional	[36]
geotêxtil	concreto asfáltico tradicional	[37]
geotêxtil	concreto asfáltico tradicional	[38]
geotêxtil	concreto asfáltico tradicional	[39]
-	geotêxtil apresentou problemas	[40]
-	geotêxtil apresentou problemas	[41]
geogrelha polimérica	geotêxtil, grelha metálica	[42]
geogrelha polimérica	concreto asfáltico tradicional	[43]
geogrelha polimérica	concreto asfáltico tradicional	[48]
grelha de fibra de vidro	concreto asfáltico tradicional	[48]
geogrelha polimérica	concreto asfáltico tradicional	[44]
geogrelha polimérica	sem trecho de controle	[45]
grelha metálica	sem trecho de controle	[30]
grelha metálica	Geotêxtil	[27]

Destes testes pode-se observar que todas as alternativas apresentam benesses em relação a mistura asfáltica tradicional. Entretanto, os testes não convergem para um material ideal, tampouco, para um fator de efetividade (varia de 0 a 9,6 vezes) o que era esperado já que cada situação deve ser cuidadosamente analisada. Estes estudos apontam alguns insucessos na aplicação destes materiais sobre placas de concreto de cimento Portland, quando ocorre movimentação nas juntas das placas. Além disso, muitos são os indícios e testes bem sucedido que comprovam a eficiência das grelhas de reforço no combate ao trincamento por fadiga, mas não se pode esquecer da necessidade de realizar uma análise técnico-econômica consistente.

Os fatores fenomenológicos que influenciam o desempenho das grelhas são o comprimento de ancoragem, a espessura de recobrimento, a fixação e a ligação com a camada subjacente. A Tabela 2.7 apresenta os cuidados requeridos durante o processo de instalação.

Tabela 2.7 – Recomendações de manuseio dos materiais.

Instalação/material	Grelha metálica	Geogrelha	Grelha de fibra de vidro	Geotêxtil	Geocomposto
Fixação	Com grampos e requer a execução de uma camada de lama asfáltica sobre a grelha.	Pintura de ligação com taxa de impregnação variando conforme o grau de defeitos do pavimento.		Saturação da manta com emulsão asfáltica.	
Comprimento de Ancoragem	Aplicação do material na largura total da faixa de tráfego.				
Ligação com o substrato	O substrato deve estar nivelado tanto em pavimentos fresados (garantir integridade da camada asfáltica remanescente) como no reforço de uma camada asfáltica..				
Espessura mínima de recobrimento	5 cm	4 cm			
Restauração	Dificuldade de remoção da grelha, requer a fresagem e remoção da grelha com guindaste.	O geossintético ou grelha pode ser removido (processo de fresagem) ou mesmo reciclado.			

Atendendo as recomendações de instalação, garante-se a eficiência do processo. Já a seleção do material depende da gama de aplicação do geossintético ou grelha de reforço e do mecanismo de deterioração atuante no pavimento a ser restaurado. Para auxiliar na especificação dos materiais, a Tabela 2.8 apresenta as situações em que cada grelha tem potencial de estender a vida de serviço do pavimento.

Tabela 2.8 – Patologias combatidas pelas grelhas de reforço.

Material/patologia	TR	ATR	IRI	MV
Grelha metálica	x	x		
Geogrelha	x	x		
Grelha de fibra de vidro	x			
Geotêxtil	x			
Geocomposto	x			

TR–trincamento; ATR–afundamentos nas trilhas de rodas; IRI–irregularidade longitudinal; MV–movimentos em placas de concreto.

Conforme os relatos disponíveis na literatura e trechos investigados nesta tese, pode-se observar o bom desempenho das grelhas no combater aos principais mecanismos de deterioração, o trincamento por fadiga e as deformaçõres permanentes.

Quando utilizadas no combate ao trincamento por reflexão em pavimentos rígidos, as grelhas de reforço e geossintéticos não apresentam desempenho satisfatório quando ocorrem movimentos verticais entre as placas.

Por outro lado, percebem-se algumas carências nestes estudos:

- Ffalta de trechos de referência (sem reforço) não permitindo, assim, uma comparação de desempenho mais direta;
- Falta de instrumentação, que se deve a falta de recursos financeiros, ou mesmo de uma pesquisa mais abrangente. Alguns países desenvolvidos já estão realizando este tipo de pesquisa de maior porte;
- Correto entendimento da função do material de reforço;
- Monitoramento inadequado, o que não permite conclusões sobre a utilização de diversos materiais de reforço. Em alguns casos, estas avaliações ficam restritas a análises qualitativas, sendo que existe uma real necessidade de avaliações quantitativas que possam ser incorporadas em modelos mecanísticos de dimensionamento.

Na tentativa de melhor compreender o comportamento dos diferentes materiais de reforço no combate a deformação plástica e trincamento por fadiga em camadas asfálticas, foram realizados alguns testes de laboratório e avaliações em rodovias em serviço na busca de parâmetros que auxiliem na previsão de desempenho e validação de fatores de efetividade campo versus laboratório.

III. ENSAIOS DE FADIGA EM LABORATÓRIO

3.1. Objetivos e Conclusões

Na busca pela resolução do questionamento de “qual grelha de reforço apresenta melhor comportamento no combate ao trincamento por fadiga”, resolveu-se trazer mais um subsidio para auxiliar na seleção da alternativa mais adequada, baseado no comportamento dinâmico da estrutura quando da aplicação de cargas cíclicas no modo cisalhante. Portanto, foram realizados testes de fadiga em vigas asfálticas reforçadas com diferentes grelhas (Hatelit® C 40/17, Hatelit® C 40/50, grelhas de fibra de vidro, geotêxtil e um geocomposto) no intuito de caracterizar o diferente comportamento ou desempenho entre as várias alternativas e de adquirir base para o desenvolvimento ou aplicabilidade dos critérios de projeto. Os métodos de projeto devem proporcionar estimativas confiáveis de como os diferentes materiais irão se comportar ao longo da vida de serviço do pavimento.

O ensaio de fadiga sob cargas repetidas caracterizou-se pela aplicação de cargas senoidais com freqüência de aplicação de 25 Hz, sendo a carga posicionada no modo cisalhante. O carregamento foi aplicado através de um atuador hidráulico do equipamento MTS (Material Test System), gerando pressões de 0,56 MN/m^2 (maior pressão), 0,52 MN/m^2 (pressão média) e 0,47 MN/m^2 (menor pressão).

Como principais resultados dos ensaios, nota-se que as geogrelhas poliméricas são superiores aos demais materiais por aderirem melhor ao CBUQ, mostrando que a resistência à tração da geogrelha por si é um fator secundário. Esta observação contradiz o primeiro método de seleção de geogrelhas que se baseava unicamente na resistência nominal à tração. As geogrelhas poliméricas de PVA mostraram um fator de efetividade de 5 vezes quando inseridas no interior da camada asfáltica enquanto que o material com maior rigidez, as grelhas de fibras de vidro apresentaram um fator de efetividade de 2,7 vezes.

Dentre os materiais de reforço testados, as geogrelhas poliméricas compostas por PVA apresentam melhores resultados. Com relação ao desempenho entre as duas geogrelhas este

resultado era esperado já que, o PVA é um material mais rígido que o poliéster e a única diferença entre os tipos de geogrelhas testadas é a composição do material já que ambas têm a mesma abertura de malha e processo de instalação. Também se percebe o excelente desempenho das geogrelhas se comparadas diretamente aos geotêxteis. Esta constatação corrobora com a discussão proposta na literatura internacional, em que se defende o ponto de vista que os geotêxteis não são materiais de reforço e simplesmente sistemas que redirecionam o caminho das trincas e atuam como barreira de fluxo.

Os ensaios de fadiga com cargas repetidas realizados corroboram com a tendência das grelhas de fibra de vidro se romperem quando submetidas a esforços repetidos. Além disso, a seleção do material pela rigidez não é válida, já que a aderência entre a grelha e a camada asfáltica é fundamental para o desempenho da estrutura, conforme os resultados destes testes.

A variação do processo de impregnação dos geocompostos (saturação do material de forma direta e indireta) mostrou não influenciar seu desempenho em laboratório. Este fato mostra que a variação do método de impregnação realizado em laboratório, em escala reduzida não afeta o desempenho do ensaio.

O detalhamento dos testes de fadiga são descritos ao longo deste capítulo pela apresentação do processo de moldagem dos corpos de prova, ensaios e avaliação destes.

3.2. Moldagem dos Corpos de Prova

Para a moldagem das vigas em concreto asfáltico foi utilizado um sistema de formas existente no laboratório de pavimentos do Instituto Tecnológico de Aeronáutica. Este equipamento tem no centro um dispositivo que além de permitir a formação de uma pré-trinca, faz com que o material utilizado como camada intermediária fique exatamente na ponta da trinca após o processo de compactação (Figura 3.1).



Figura 3.1 - Dispositivo de moldagem das vigas asfálticas.

Foram moldadas em laboratório vinte e três vigas de concreto asfáltico (75 mm x 150 mm x 46 0mm) com e sem a inclusão da camada intermediária de reforço. Buscou-se simular, na primeira camada (75 mm de espessura), um revestimento asfáltico trincado, sendo forjada uma trinca com abertura de três milímetros ao longo de toda a espessura da camada. Nesta suposta interface entre a camada asfáltica antiga e a nova, representada pela ponta da trinca, fez-se a inserção dos materiais de reforço estudados: geogrelhas poliméricas (Hatelit® C 40/17, Hatelit® C 40/50), grelhas de fibra de vidro, geotêxtil não-tecido de poliéster com gramatura de 150 g/m^2 e um geocomposto (composto por um geotêxtil não-tecido de polipropileno reforçado por fibras de vidro) com gramatura de 140 g/m^2. Entretanto, não se pode incluir nestes testes as grelhas metálicas já que a sua malha (80 mm x 100 mm), apresenta dimensões incompatíveis com as do molde utilizado (largura máxima da viga 75 mm). Assim, optou-se por não realizar testes com este material sob pena de comprometer seu desempenho. A Figura 3.2 apresenta a configuração de uma grelha metálica (à esquerda) e a configuração que poderia ser simulada (à direita).

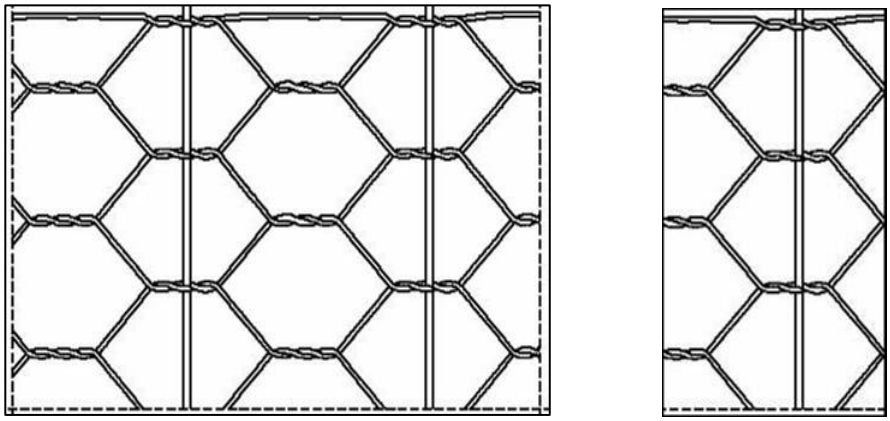


Figura 3.2 - Configuração da grelha metálica (à esquerda) e adequação para aplicação em laboratório (à direita).

A caracterização da mistura asfáltica utilizada na fabricação das vigas prismáticas é apresentada na Tabela 3.1, sendo os materiais pétreos originários da empresa Serveng-Civilsan, localizada em Jambeiro-SP e o cimento asfáltico de petróleo obtido na refinaria da Petrobrás localizada em São José dos Campos (REVAP).

Tabela 3.1 – Características da mistura asfáltica.

Características da mistura asfáltica			
Ligante asfáltico CAP 50/70		Teor ótimo	5,5 %
Tipo de Material CBUQ		Volume de vazios de ar	7,0 %
FAIXA DNIT C		Densidade aparente	2,432 kg/cm^3
Origem dos agregados - granítica – (Jambeiro-SP)			
Peneira #	Projeto % passa	FAIXA C DNIT % passa	
¾''	99,8	100	100
½"	92,8	85	100
3/8"	89,0	75	100
nº 4	67,8	50	85
nº 10	44,7	30	75
nº 40	25,3	15	40
nº 80	14,9	8	30
nº 200	8,7	5	10

Para garantir a homogeneidade no processo de fabricação das vigas prismáticas, seguiu-se o procedimento de moldagem estabelecido e aferido durante a execução de algumas vigas-teste. Inicialmente, procedeu-se o aquecimento em estufas do agregado até 165º C e do ligante

asfáltico até a temperatura de 150° C, garantindo uma temperatura mínima de 145° C durante todo o processo de moldagem dos corpos de prova (Figura 3.3).



Figura 3.3 - Homogeneização dos agregados e ligante asfáltico.

Após o preparo e homogeneização da mistura asfáltica, iniciou-se propriamente a etapa de moldagem das vigas asfálticas, através da fabricação da primeira camada da viga, que consistiu no preenchimento e compactação dos primeiros 75 mm de espessura. Nesta primeira fase, buscou-se simular uma camada asfáltica antiga e trincada (Figura 3.4).



Figura 3.4 - Moldagem da primeira camada da viga prismática.

Após esta compactação por prensagem estática, a viga foi deixada em repouso por aproximadamente 4 horas garantindo que a camada executada sofresse o resfriamento até chegar à temperatura ambiente. Em seguida, fez-se a pintura de ligação na camada existente (taxa de 0,5 l/m^2) e a impregnação dos diferentes materiais, exceto as geogrelhas poliméricas que não requerem impregnação devido à presença de um geotêxtil delgado já saturado. Os geotêxteis e os geocompostos foram impregnados com uma taxa de ligante (RR-2C) de aproximadamente 1,4 l/m^2, enquanto que as grelhas de fibra de vidro receberam uma taxa de ligante de 0,5 l/m^2.

Após a saturação e aplicação dos materiais de reforço nas vigas asfálticas, procedeu-se o preenchimento da segunda camada asfáltica nas vigas prismáticas até que fosse obtida a espessura de projeto. Esta espessura foi atingida após a compactação das vigas, realizada com o auxílio de um macaco hidráulico, sendo o controle de compactação realizado pelo índice de vazios de ar da camada (valor médio de 7%). A Figura 3.5 apresenta as etapas de moldagem da segunda camada da viga asfáltica.



Figura 3.5 - Segunda etapa do processo de moldagem.

No total foram moldadas vinte e três vigas asfálticas contemplando a inserção de geogrelhas poliméricas, geotêxteis não-tecidos, geogrelhas de fibra de vidro, geocompostos e vigas asfálticas sem reforço (Figura 3.6), sendo que estes materiais são caracterizados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2- Características dos materiais de reforço.

Tipo	Material	Malha (mm)	Gramatura (g/m^2)	Resistência nominal a tração (kN/m)
geogrelha I	Poliéster	40 x 40	-	50
geogrelha II	PVA	40 x 40	-	50
grelha de fibra de vidro	fibras de vidro	25 x 40	-	70
geocomposto	polipropileno + fibras de vidro	-	140	50
geotêxtil não-tecido agulhado	Poliéster	-	150	8

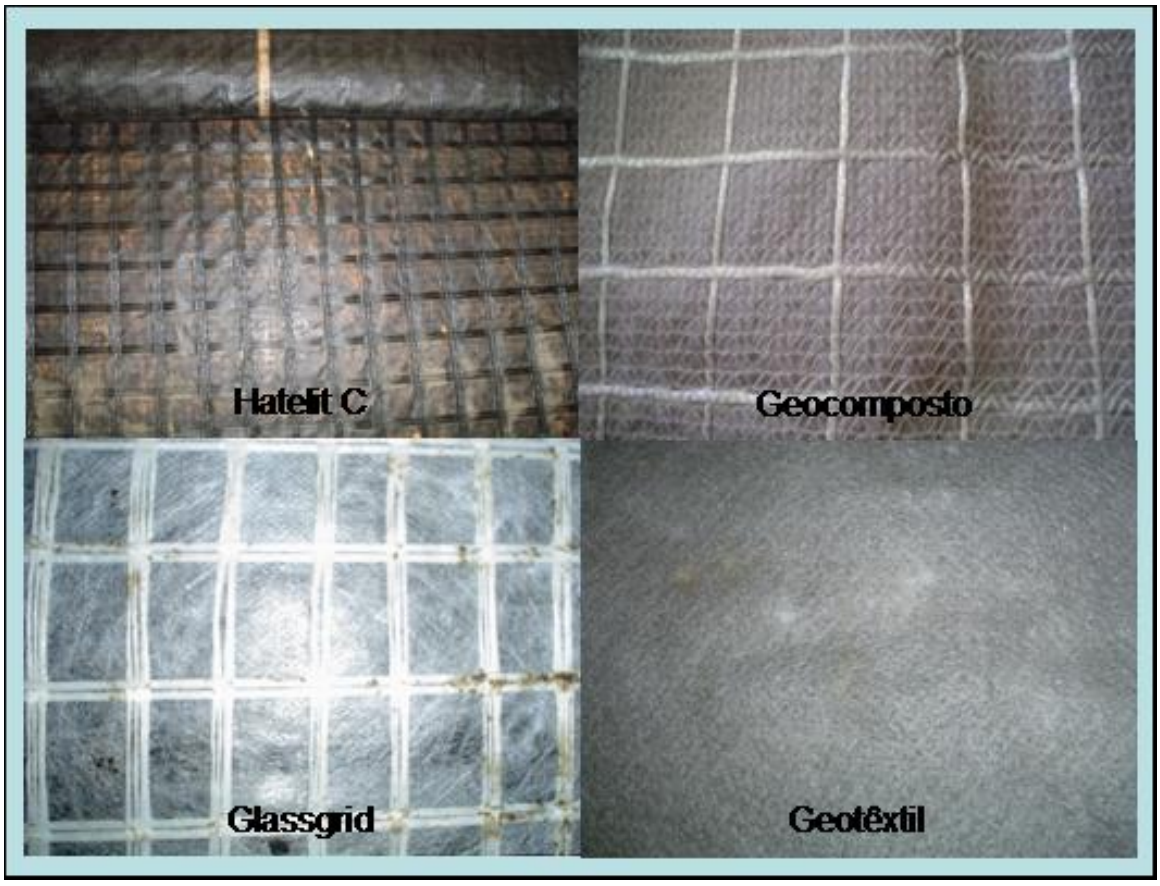


Figura 3.6 - Materiais de reforço.

Após a conclusão da etapa de moldagem as vigas foram transportadas até o laboratório de ensaios estruturais (ASA-E), ficando os corpos de prova alguns dias em repouso (período de cura) antes de se iniciar o ensaio (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 - Tempo de cura dos CP's.

Vigas	Nomenclatura	Cura (dias)
sem reforço	R1	143
	R2	140
	R3	136
	R4	28
	R5	28
geogrelha polimérica 1	A1	139
	A2	152
	A3	60
geogrelha polimérica 2	V1	140
	V2	147
	V3	56
geotêxtil não-tecido	B1	41
	B2	42
	B3	42
Grelha de fibra de vidro	G1	29
	G2	40
	G3	36
geocomposto pré-impregnado	L1	121
	L2	121
	L3	57
geocomposto com pintura de ligação	Y1	54
	Y2	54
	Y3	51

Assim, preconizou-se que cada corpo de prova deveria ficar ao menos quarenta dias em repouso, mas este "período de cura" não foi respeitado devido à intensa utilização do equipamento MTS para diversos ensaios aeronáuticos. Contudo, a possível influência da variação do "período de cura" nos resultados dos ensaios foi desconsiderada.

3.3. Ensaios

O ensaio de fadiga sob cargas repetidas caracterizou-se pela aplicação de cargas senoidais com freqüência de aplicação de 25 Hz, sendo a carga posicionada no modo cisalhante. O carregamento foi aplicado através de um atuador hidráulico do equipamento MTS (Material Test System), gerando pressões de 0,56 MN/m^2 (maior pressão), 0,52 MN/m^2 (pressão média) e 0,47 MN/m^2 (menor pressão). Estes ensaios foram realizados no laboratório

de ensaios estruturais (ASA-E) do Instituto de Aeronáutica e Espaço (IAE), Centro Técnico Aeroespacial (CTA), em São José dos Campos, SP (Figura 3.7).



Figura 3.7 - Equipamento MTS (Material Test System).

A Figura 3.8 apresenta esquematicamente a configuração assumida na realização do ensaio. Cabe salientar que na interface entre o atuador e a viga asfáltica e no fundo da viga foram introduzidas bases elásticas para auxiliar na redução da concentração de tensões ocasionada pela maior rigidez da chapa de aço (atuador).

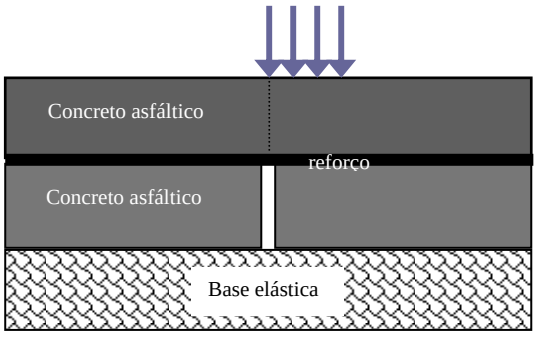


Figura 3.8 - Configuração do ensaio de fadiga.

O procedimento seguido para a realização destes testes de fadiga não-normalizados é descrito detalhadamente ao longo do trabalho. Embora, tenha sido utilizado o mesmo dispositivo de fabricação de vigas desenvolvido no ITA [51] para a realização de testes de

fadiga em vigas asfálticas, o processo de moldagem sofreu algumas modificações da proposta original.

Como já estavam pré-definidos as etapas de moldagens dos corpos de prova e a forma de aplicação de cargas cisalhantes (partiu-se da configuração de cargas proposta por [51]) procederam-se o desenvolvimento e implementação de um sistema de aquisição de dados (Figura 3.9), de autoria da Divisão de Sistemas Aeronáuticos, do Instituto de Aeronáutica e Espaço, garantindo a confiabilidade nas leituras obtidas.

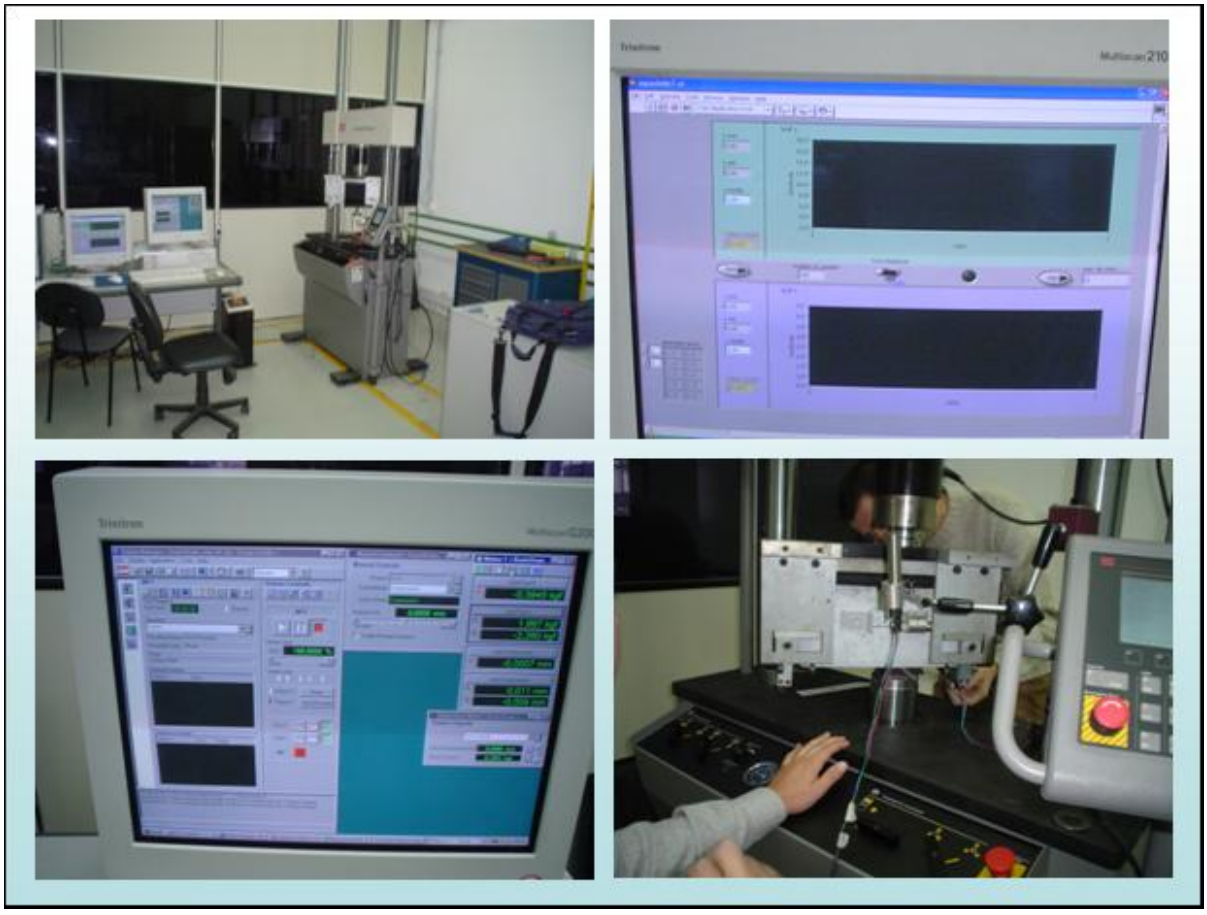
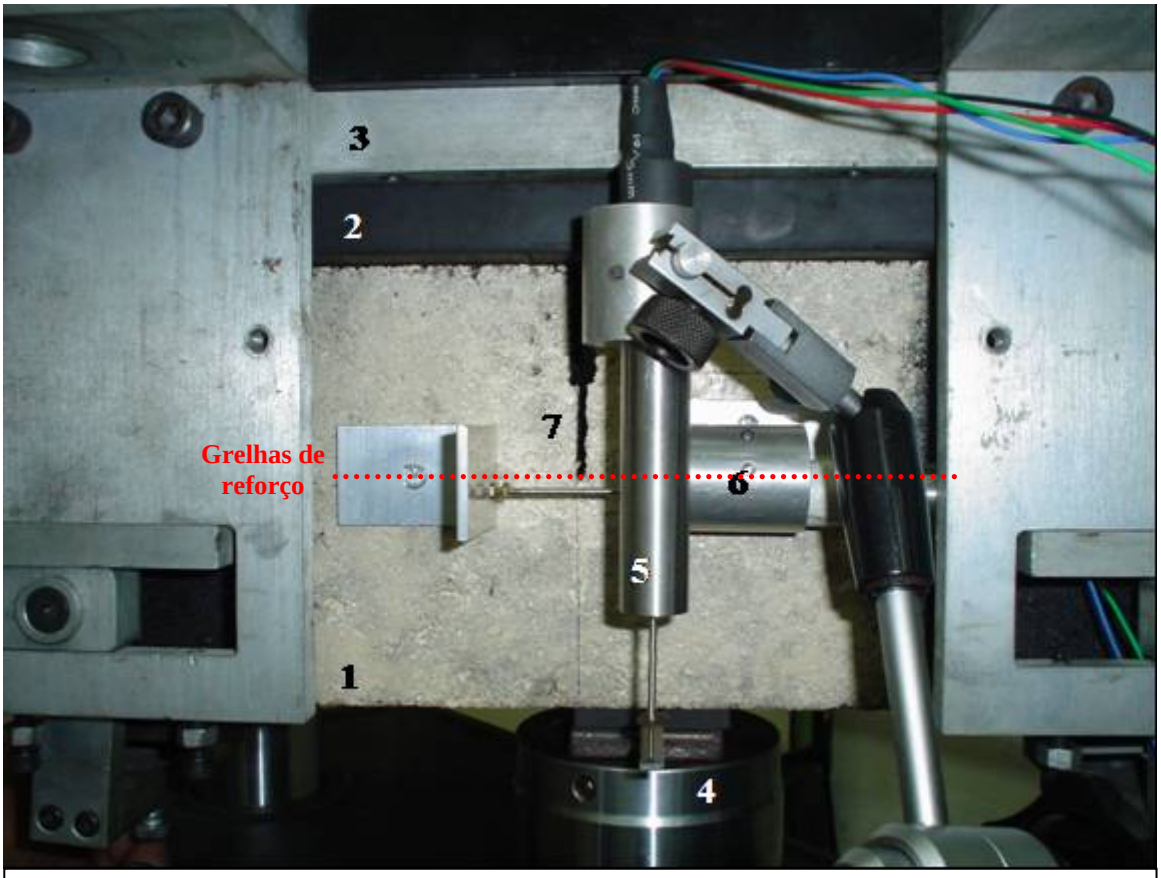


Figura 3.9 - Instrumentação do ensaio de fadiga.

Desta forma, foram instalados nas vigas dois medidores de deslocamentos (*LVDT's)* objetivando a medição dos movimentos horizontais de abertura das paredes da pré-trinca e o deslocamento vertical gerado pela aplicação dos ciclos de carga. Este sistema é denominado de "*Crack Activity Meter*" e foi desenvolvido pelo Instituto Nacional de Transportes da África do Sul. O sistema foi fixado através de parafusos embutidos nas vigas asfálticas, sendo que as

vigas foram pintadas de branco para facilitar a visualização do surgimento e propagação das trincas (Figura 3.10).



1- viga asfáltica
2- base elástica (borracha)
3- base metálica
4- atuador
5- LVDT 1
6- LVDT 2
7- pré-trinca (3mm)

Figura 3.10 - Sistema de instrumentação dos testes de fadiga.

Para o ajuste da freqüência de aplicação de pulsos de carga e o nível de carregamento aplicado gastaram-se quatro vigas, já que foram encontradas dificuldades em manter a viga isenta de defeitos desde o princípio do ensaio. No instante da aplicação de cargas ocorria a surgência de uma trinca de tração na região da pré-trinca (Figura 3.11).



Figura 3.11 - Formação de uma pré-trinca no início do ensaio.

Este problema foi resolvido através da crescente aplicação de uma pré-carga até que fosse atingida a carga inicial do ensaio.

Ainda, com a fixação dos níveis de cargas, cessou-se a ocorrência de esmagamento da viga, defeito este observado quando da utilização de maiores níveis de carga (Figura 3.12).

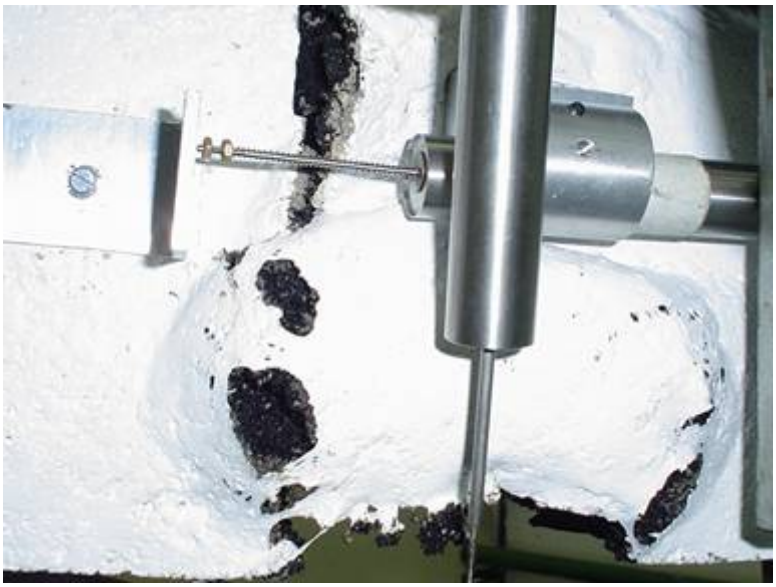


Figura 3.12 - Esmagamento da viga devido ao excesso de carga.

Uma vez que os testes realizados pelo autor [51] serviram de referência para a realização destes testes de fadiga, ocorreram algumas modificações entre as distintas campanhas de ensaios:

- Originalmente, as vigas asfálticas foram moldadas em uma única etapa, assumindo-se uma ótima condição de aderência entre a camada asfáltica trincada e a nova camada. Já nesta seção de testes, as vigas foram moldadas em duas etapas reduzindo a aderência

entre as camadas pelo esfriamento da primeira camada à temperatura ambiente, já que o envelhecimento do ligante não pode ser simulado no escopo deste trabalho;

- Nesta etapa de ensaios foi considerada apenas a condição de carregamento mais crítica, modo cisalhante, sendo adotado como critério de finalização do ensaio à ruptura da viga;
- Assumiu-se um "período de cura" mínimo de trinta dias para cada corpo de prova, entre a conclusão da moldagem e o início do ensaio de fadiga. Esta consideração foi ignorada na fase anterior;
- Adotou-se a mesma pressão máxima de contato (0,56 MN/m^2) equivalente à pressão de inflação dos pneus, contudo a amplitude de tensões adotada foi menor que na fase inicial. Nesta fase, a variação entre a carga máxima e mínima foi de 0,49 kN e na fase anterior 0,66 kN.

3.4. Avaliação dos Resultados

De forma a comparar o desempenho entre as diferentes alternativas apresentadas no combate ao trincamento por fadiga, são apresentadas análises qualitativas e quantitativas. Entretanto, antes que surja o questionamento sobre qual o material mais eficiente no combate ao trincamento por reflexão e se os valores apresentados podem ser inseridos em modelos de previsão de desempenho, deve-se esclarecer algumas hipóteses assumidas ao longo destes testes evitando análises equivocadas e tendenciosas ou mesmo a utilização imprópria das curvas de fadiga apresentadas.

Os ensaios de laboratório não representam o comportamento esperado de um determinado material no campo, ainda mais quando se realizam testes em escalas reduzidas. Portanto, alguns parâmetros devem ser considerados na análise ou extrapolação dos resultados de laboratório:

- A compactação de laboratório não sofre a influência dos equipamentos utilizados no campo. Assim não se observa à influência desta etapa no processo que tanto pode ser

benéfica, ocasionando a maior aderência do reforço na camada asfáltica, como pode ser prejudicial quando da falta de controle dos procedimentos de compactação;

- Em laboratório, uma notável preocupação ocorre no controle do processo (espessura da camada asfáltica, homogeneidade da mistura, taxa de impregnação e instalação do reforço) sendo que a moldagem dos corpos de prova atinge um excelente índice de repetibilidade; já no campo, muitos fatores colaboram para a manutenção de condições heterogêneas do material, principalmente durante a estocagem, usinagem, transporte e espalhamento da mistura asfáltica;
- O comportamento mecânico da mistura asfáltica apresenta uma variação entre campo e laboratório devido aos efeitos de oxidação do ligante asfáltico e condições climáticas [52];
- Nos testes de laboratório o carregamento é controlado, ficando o teste isento de problemas corriqueiros no campo como o excesso de carga por eixo e variação da pressão de inflação dos pneus. Em laboratório, torna-se difícil representar a variabilidade de carregamentos imposta pelos diferentes veículos;
- A configuração geométrica da forma de aplicação de carga em pistas é diferente das condições de laboratório. Colabora para esta diferenciação o fato do fluxo de tráfego no campo não ser canalizado, resultando em diferentes solicitações no ponto de análise quando da dificuldade de simular este deslocamento lateral do eixo veicular. Isto torna os resultados de laboratório mais conservativos;
- Outro aspecto importante é a freqüência de aplicação de cargas no campo, que para um veículo a velocidade de 80 km/h gera uma freqüência de aproximadamente 5 Hz. Porém, para rodovias com tráfego intenso esta freqüência pode cair a menos de 1 Hz, [52]. Comparando estes valores aos 25 Hz aplicados em laboratório denota-se uma situação muito divergente entre campo e laboratório, ainda mais quando se considera que a maior distância entre tempo de ocorrência de passagens de carga em campo

favorece o fenômeno de auto-reparação do concreto asfáltico, já em laboratório este fenômeno deve ser descartado;

- Em laboratório, o problema da ocorrência de concentração de tensões, devido a diferente rigidez do aço e do concreto asfáltico, ocasiona o surgimento de trincas de puncionamento na superfície asfáltica (Figura 3.13). Este defeito é dependente da configuração geométrica da carga e não tem relação alguma com o campo;



Figura 3.13 - Ocorrência de trincas por punção.

- No laboratório não se consegue simular o dano real gerado ao pavimento pela infiltração de água nas trincas existentes no revestimento asfáltico e a conseqüente perda de capacidade de suporte da fundação desta estrutura.

Entretanto, não se pode esquecer a importância dos estudos de laboratório na aplicação destas técnicas no campo. Mesmo com as diferentes variáveis atuando nas distintas situações, a engenharia tem provado ao longo de sua existência a forte correlação entre os parâmetros obtidos no campo e no laboratório que, se devidamente calibrados, têm muita importância na análise de desempenhos das modernas técnicas de pavimentação.

3.4.1. Avaliação Qualitativa

Mesmo com a vasta existência de fatores incompatíveis entre laboratório e campo, muitos fenômenos podem ser claramente entendidos em condições controladas de laboratório e isso pode ser evidenciado ao longo desta campanha de testes de fadiga. A obtenção de tendências e parâmetros em laboratório permite a calibração de modelos de previsão de desempenho.

Uma primeira análise envolve os processos de impregnação dos materiais, tendo por base as observações de que a deficiência na aplicação da pintura de ligação é causa fundamental de insucessos na aplicação de geossintéticos na restauração de camadas asfálticas [53]. Procurou-se avaliar a influência do processo de saturação no desempenho a fadiga dos diferentes materiais. Para isso testou-se o material geocomposto com massa por unidade de área nominal de 140 g/m^2, o qual é constituído por uma manta de polipropileno reforçada por fios de fibra de vidro. O processo de moldagem dos corpos de prova foi similar durante a execução da primeira camada da viga asfáltica, sofrendo variações apenas na fase de instalação e impregnação do reforço. Após a etapa de fixação do reforço executou-se a segunda camada asfáltica, conforme o processo padronizado.

O geocomposto impregnado denominado de “tipo A” sofreu uma prévia impregnação com emulsão asfáltica (RR-1C) sendo utilizados para isto uma bandeja e um rolo metálico para homogeneizar a emulsão (Figura 3.14), processo semelhante ao utilizado por [54]. A saturação do material de reforço foi feita à temperatura ambiente, atingindo-se em média uma taxa residual de ligante de 0,9 l/m^2. Anteriormente a instalação do reforço, a viga prismática recebeu uma pintura de ligação com taxa de 0,3 l/m^2.



Figura 3.14 - Pré-saturação do geocomposto “tipo A”.

O mesmo geocomposto, denominado “tipo B” sofreu um processo de impregnação semelhante ao que ocorre em uma situação real de campo. Isto é, o pavimento trincado

recebeu uma pintura de ligação com emulsão asfáltica com taxa de aplicação de 1,4 l/m^2, após a cura do ligante, aplicou-se o material de reforço com o auxílio de um rolo metálico, simulando, assim, a condição de aplicação no campo, em escala reduzida (Figura 3.15). Após esta etapa procedeu-se a execução da nova camada asfáltica.



Figura 3.15 - Impregnação do geocomposto “tipo B”.

Dada a diferenciação do processo de saturação e instalação do geossintético, pode-se observar pela presença da pré-trinca que a completa impregnação do material é dependente da condição do pavimento existente a ser reforçado. A existência de trincas na superfície de contato pode gerar falha na impregnação, uma vez que o ligante asfáltico penetra nestas aberturas ocasionando falhas no preenchimento do reforço, podendo acarretar na redução de aderência do reforço. Isto deve ser considerado em aplicações de camadas intermediárias diretamente sobre um pavimento antigo sem fresagem. Este problema pode ser facilmente solucionado através da prévia selagem das trincas e correção de defeitos localizados ou pelo aumento de taxa de impregnação.

O resultado obtido nos testes de fadiga para este mesmo geocomposto impregnado de duas formas distintas é apresentado na Figura 3.16 onde foram plotados os deslocamentos ao longo da aplicação dos ciclos de carga das cinco vigas ensaiadas, sendo chamadas de “pré-

saturadas” as que foram saturadas da forma ideal (tipo A) e de “pintura de ligação” as vigas em que foi reproduzido o processo de campo (tipo B).

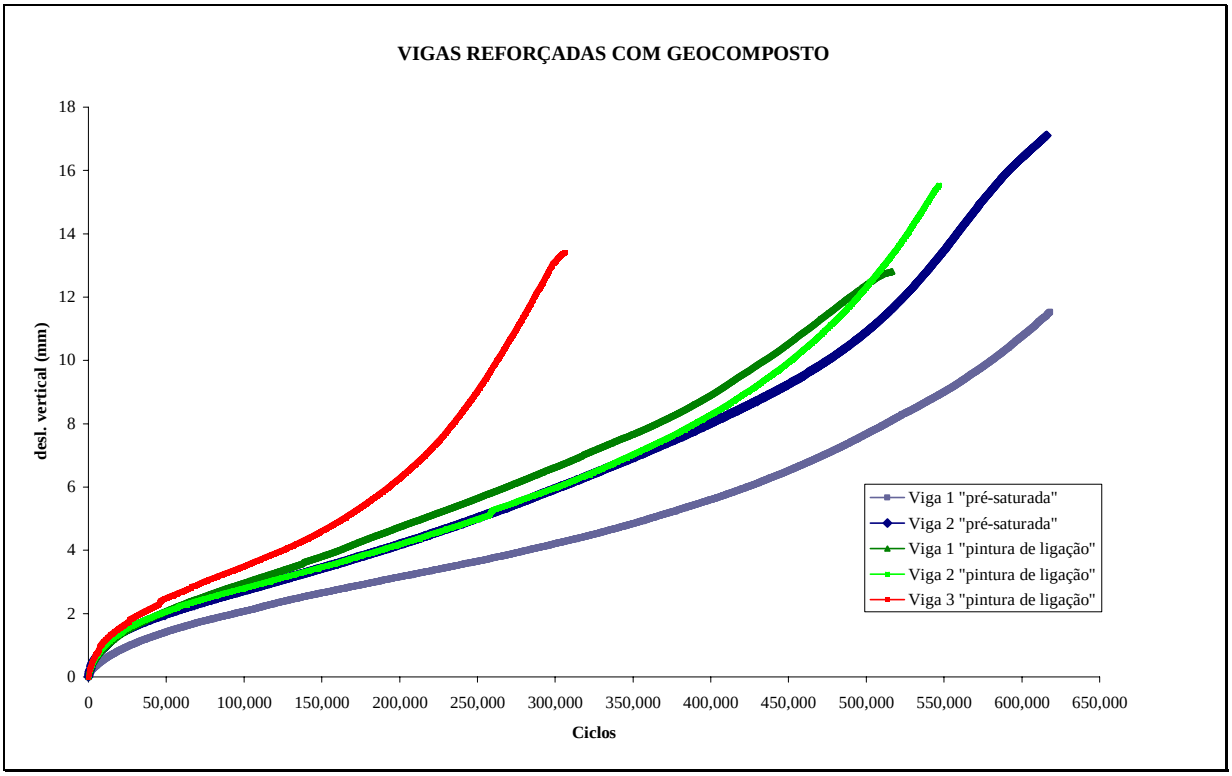


Figura 3.16 - Resultados dos testes de fadiga nas vigas reforçadas com geocomposto.

Aparentemente, as vigas em que o geocomposto foi pré-saturado com ligante asfáltico (tipo A) apresentam um melhor comportamento à fadiga, com menores índices de deformação ao longo dos ciclos de carga, se comparadas às vigas onde a fixação do material foi realizada baseada no processo de campo. Mas esta afirmação não é verdadeira, já que isto ocorreu apenas na viga pré-saturada 1, sendo que a viga pré-saturada 2 apresentou um comportamento muito semelhante às vigas “tipo B”. Desta forma, não se pode definir qual o processo de impregnação do reforço foi mais adequado. Assim sendo, o processo denominado de tipo B é mais fácil de ser executado no campo.

Ficou claro durante o ensaio, o comportamento anormal da viga 3, impregnada através do processo de pintura de ligação (tipo B), a qual rompeu prematuramente se comparada as demais vigas constituídas pelo mesmo reforço e processo de moldagem. Após a realização do ensaio, na busca pelo entendimento deste comportamento anormal, foi removido o concreto asfáltico remanescente na interface da viga com geocomposto (Figura 3.17), ficando notória a

falta de impregnação na região da pré-trinca, justamente onde foram aplicados os esforços de cisalhamento.



Figura 3.17 - Impregnação heterogênea do material de reforço (geocomposto).

Este fato confirma a tendência já referida de que o ligante asfáltico pode penetrar nas trincas da camada asfáltica existente, neste caso na pré-trinca, tornando a impregnação do material de reforço mais heterogênea e, conseqüentemente, dificultando a aderência entre a mistura asfáltica e o reforço.

Propõe-se a avaliação comparando o desempenho dos geotêxteis e geocompostos. O geotêxtil utilizado trata-se de um não-tecido agulhado de filamentos contínuos, 100% poliéster com massa por unidade de área nominal de 150 g/m^2. Já o geocomposto é constituído de geotêxtil não-tecido agulhado de filamentos contínuos, em polipropileno com massa por unidade de área nominal de 140 g/m^2 reforçado por fibras de vidro.

A comparação se deu entre as vigas reforçadas com o geocomposto, pelos dois processos de impregnação e as vigas reforçadas com o geotêxtil. A saturação do geotêxtil foi realizada através de uma pintura de ligação (RR-1C) na superfície asfáltica existente com taxa de 1,4 l/m^2 e precedida pela colocação e compactação do geossintético (Figura 3.18), seguindo o mesmo padrão estabelecido para a impregnação do geocomposto pelo procedimento “tipo B”.



Figura 3.18 - Instalação do geotêxtil.

A Figura 3.19 apresenta os resultados dos testes de fadiga para as vigas reforçadas com geotêxtil e geocomposto, tanto para o caso dos geocompostos pré-saturados como para aqueles em que a impregnação se fez de forma invertida através da compactação.

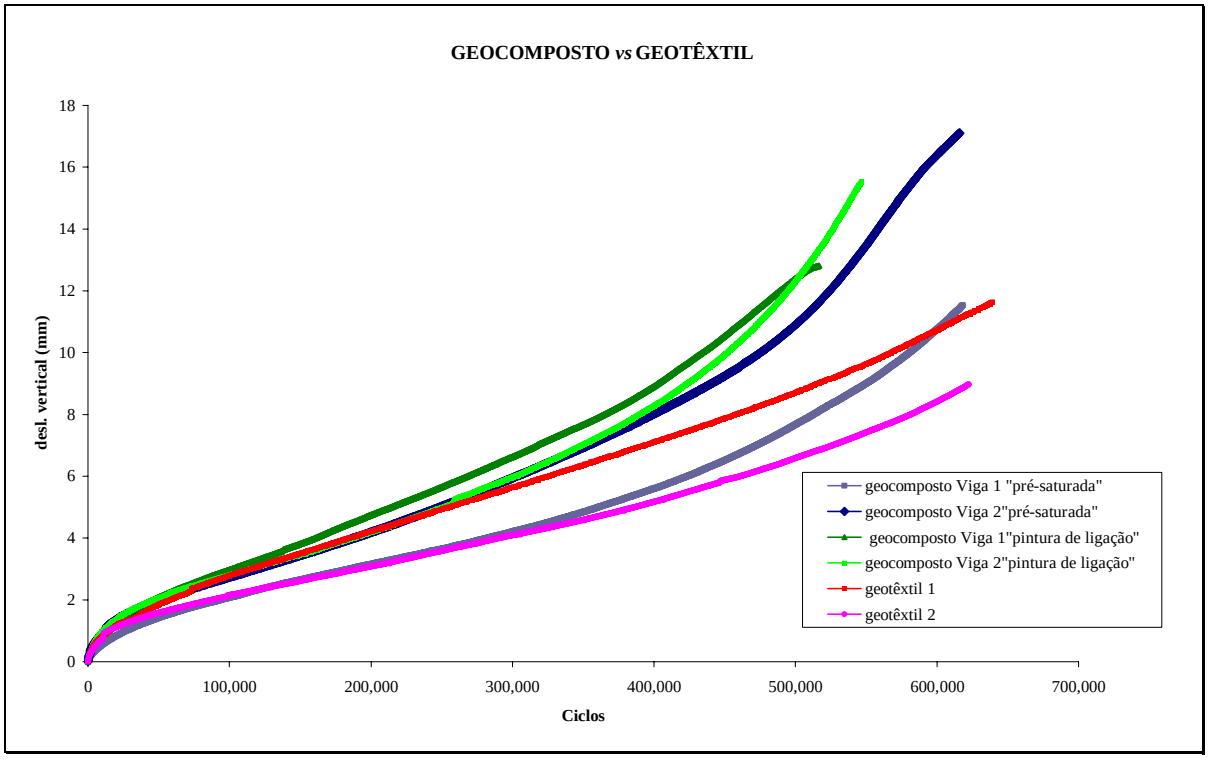


Figura 3.19 - Resultados dos testes de fadiga em vigas reforçadas com geotêxteis e geocompostos.

Desta avaliação percebe-se que as vigas reforçadas com geotêxteis apresentam um melhor comportamento de fadiga ao longo do tempo, apresentando menor acúmulo de deformações verticais.

De forma a comparar o desempenho entre geotêxteis e geocompostos, moldados e instalados pelo mesmo procedimento apresenta-se a Figura 3.20. Neste caso, o tempo de cura dos corpos de prova passa a não influenciar o resultado das análises já que o tempo médio de descanso das vigass reforçadas com geotêxtil foi de 42 dias e do geocomposto (tipo B) foi de 53 dias.

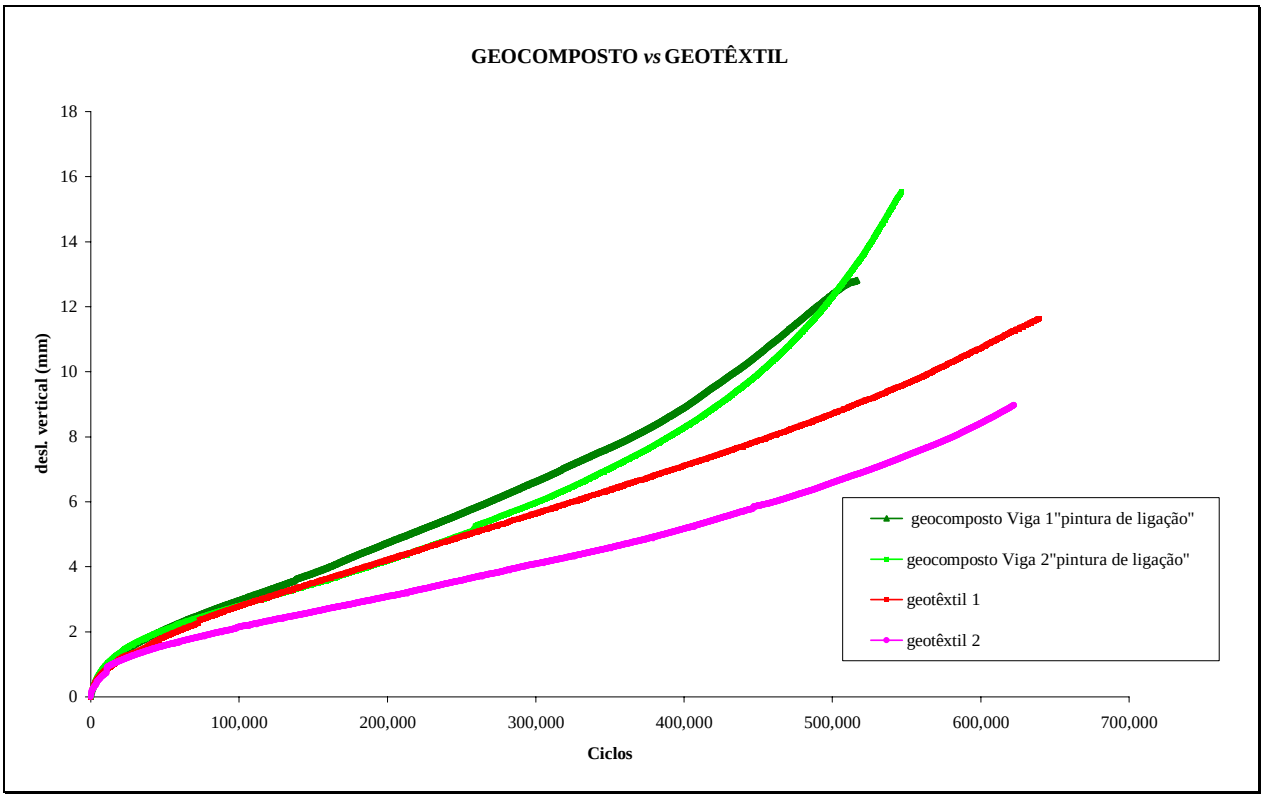


Figura 3.20 - Testes de fadiga para vigas reforçadas com geotêxtil e geocomposto.

Desta análise pode-se observar o melhor desempenho do geotêxtil tecido de poliéster com gramatura de 150 g/m^2 quando comparado ao geocomposto (geotêxtil de polipropileno + fibra de vidro) de gramatura 140 g/m^2, contudo esta tendência não era esperada.

Conforme [25] o módulo de elasticidade do poliéster varia entre 8000 – 40.000 MPa, o polipropileno é aproximadamente 4.000 MPa e o vidro em torno de 70.000 MPa, portanto, é factível esperar-se um melhor comportamento desta combinação, não apenas pela maior

rigidez do conjunto, mas pelo fato da fibra de vidro apresentar uma maior resistência à tração que uma manta de poliéster.

Outro fator que pode influenciar o comportamento deste geocomposto inserido nas vigas asfálticas é a baixa temperatura de amolecimento do polipropileno (140 – 150° C), uma vez que a temperatura média de moldagem das vigas de concreto asfáltico era de 145° C. Assim isto pode ter gerado a redução das propriedades mecânicas do geocomposto.

Na tentativa de enriquecer a discussão no que tange ao possível efeito de reforço gerado pela inserção de geotêxteis e geogrelhas de reforço no interior de camadas asfálticas, optou-se por apresentar o desempenho à fadiga apresentado pelas vigas prismáticas reforçadas por geotêxteis, geogrelhas poliméricas e grelhas de fibra de vidro quando submetidas a esforços cisalhantes.

A Figura 3.21 mostra esta avaliação sendo que a geogrelha tipo I é composta por filamentos de poliéster e tem resistência nominal à tração de 50 kN/m a 12% de deformação, sendo recoberta com banho betuminoso. A geogrelha tipo II é composta por filamentos de PVA (*polyvinyl alcohol*) e tem resistência nominal à tração de 50 kN/m a 6% de deformação também recoberta com banho betuminoso. Já a grelha de fibra de vidro apresenta resistência nominal à tração de 70 kN/m.

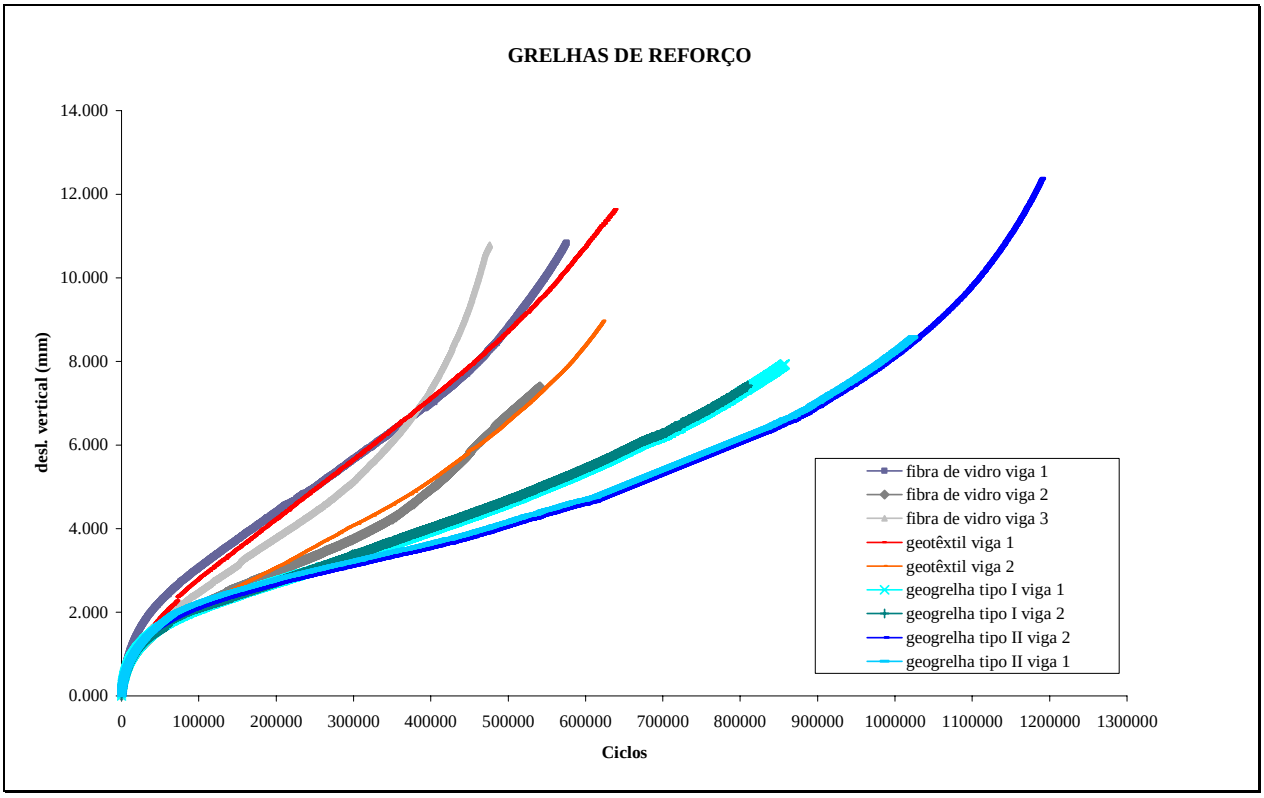


Figura 3.21 - Desempenho à fadiga das diferentes grelhas de reforço.

Como informação adicional, evidencia-se a diferença de “tempo de cura” das amostras dos diferentes materiais, tendo tempos de repouso médio de 146 dias as vigas reforçadas com geogrelhas poliméricas tipo I e II, 35 dias as vigas reforçadas com grelha de fibra de vidro e 42 dias as vigas com geotêxtil.

Dentre os materiais de reforço testados, as geogrelhas poliméricas tipo II compostas por PVA apresentam melhores resultados. Com relação ao desempenho entre as duas geogrelhas este resultado era esperado já que, o PVA é um material mais rígido que o poliéster e a única diferença entre os tipos de geogrelhas poliméricas testados é a composição do material, tendo ambos a mesma malha e processo de instalação. Também não causa surpresa o excelente desempenho das geogrelhas se comparadas diretamente aos geotêxteis (Figura 3.22). Esta constatação corrobora com a discussão proposta na literatura internacional, em que se defende o ponto de vista que os geotêxteis não são materiais de reforço e simplesmente sistemas que retardam o aparecimento de trincas.

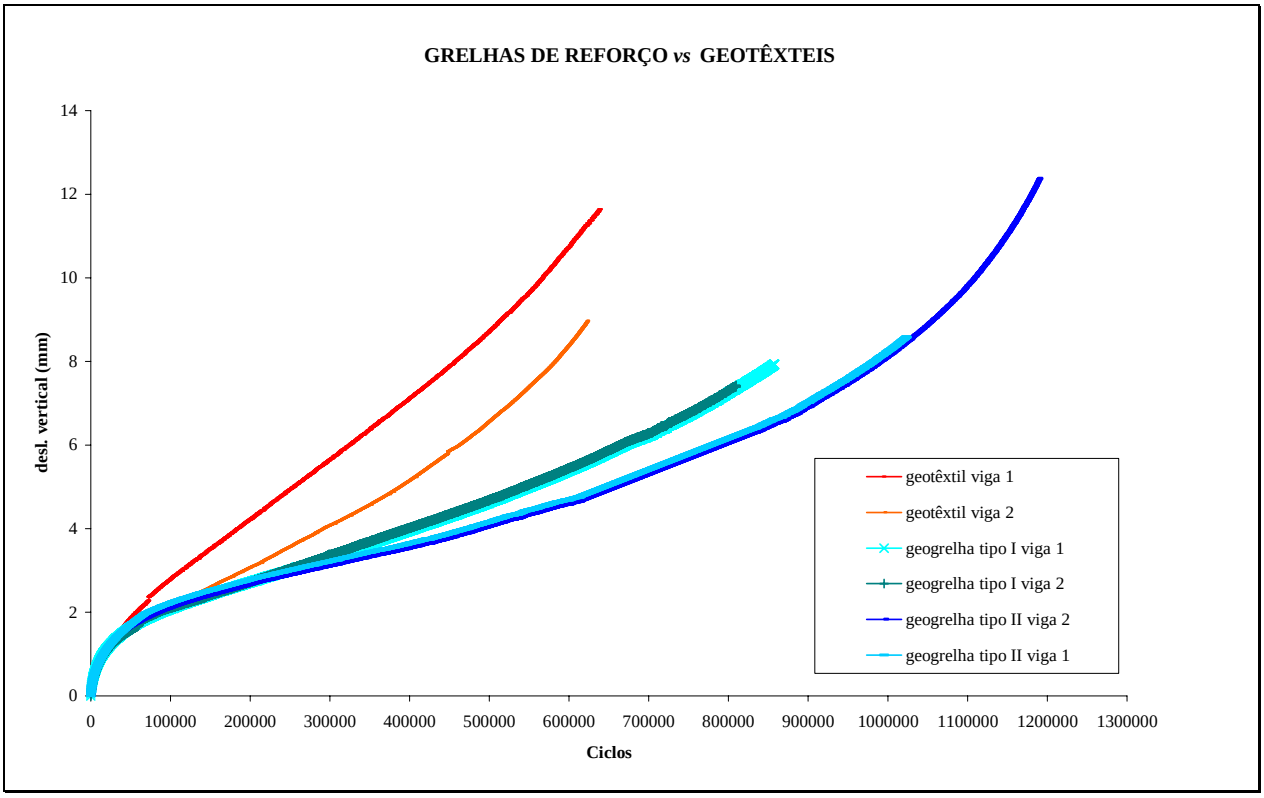


Figura 3.22 - Comparação de desempenho entre geogrelhas e geotêxteis.

A Figura 3.22 mostra o melhor comportamento à fadiga das geogrelhas poliméricas. Isso ficou visível também ao final de cada ensaio, pois todas as vigas reforçadas com geotêxteis tinham seu reforço quebrado e apresentavam-se muito danificadas, enquanto que as geogrelhas poliméricas apresentavam-se muito integras, sendo possível visualizar apenas as trincas (Figura 3.23).



Figura 3.23- Condição das vigas com geotêxtil (à esquerda) e geogrelhas (à direita).

A Figura 3.24 agrega mais um subsídio para explicar a diferença de comportamento entre materiais de reforço e geotêxteis. Seguindo a tendência destes ensaios e de publicações

dos congressos do RILEM desde 1988 até a presente data, era de se esperar ao longo destes testes de fadiga sob cargas cisalhantes que as vigas reforçadas com grelhas de fibra de vidro apresentassem melhor desempenho que as vigas reforçadas com geotêxtil, porém isto não ocorreu devido à baixa resistência à fadiga das fibras de vidro.

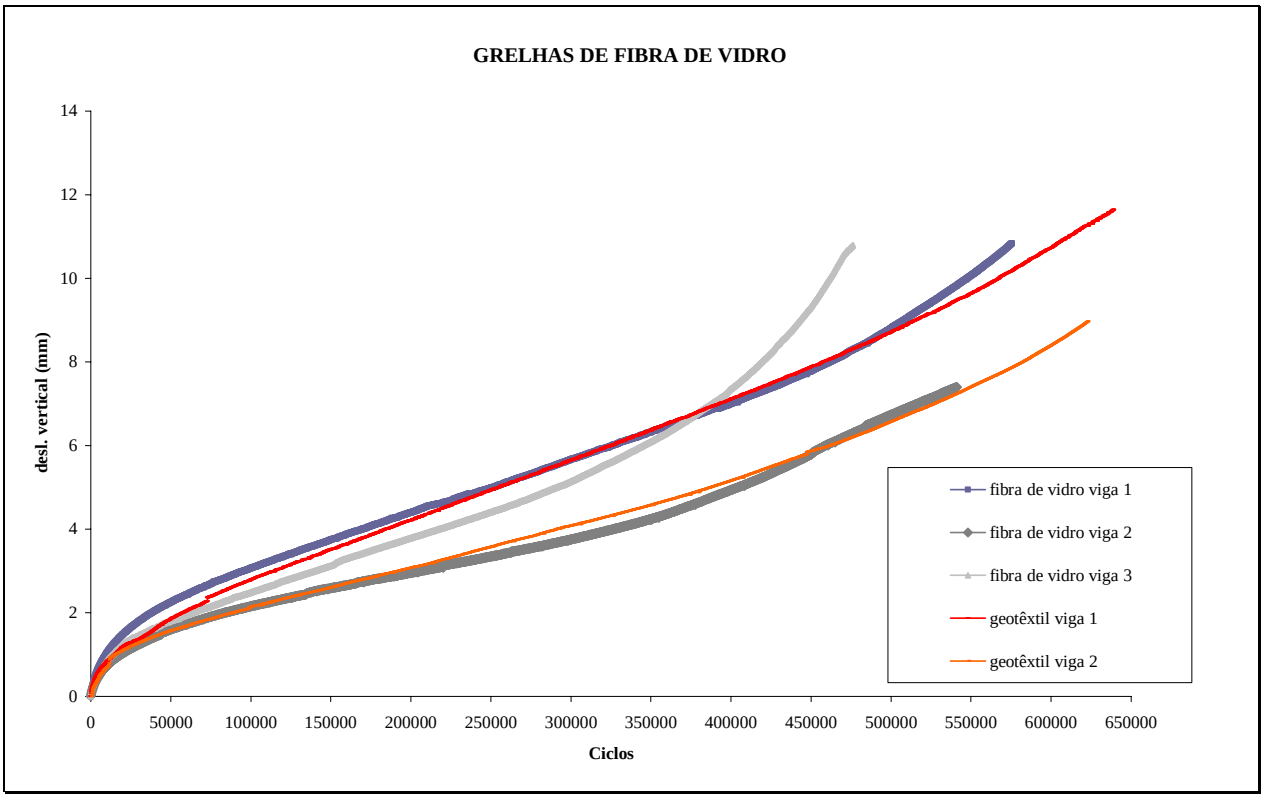


Figura 3.24 - Resultados das vigas reforçadas com geogrelhas de fibra de vidro.

Ao longo dos anos, muitos testes realizados comprovam o bom desempenho das geogrelhas de fibra de vidro no combate ao trincamento por fadiga [48] e [25]. Entretanto, neste teste submeteram-se às grelhas de fibra de vidro à ação de esforços repetidos e devido às características deste material seus resultados foram ruins, com a ruptura do reforço ao final do ensaio. A Figura 3.25 apresenta o material testado.



Figura 3.25 - Amostra de grelha de fibra de vidro.

Pode-se discutir a influência da taxa de impregnação do ligante (0,5 l/m^2) na aderência entre o reforço e a camada asfáltica, já que em testes de campo realizados pela referência [29], o fabricante do produto especificou taxas de pintura de ligação com ligante asfáltico RR-1C variáveis entre 0,76 a 1,20 l/m^2. Assim, deve-se avaliar a hipótese da grelha de fibra de vidro ter se rompido durante a realização dos testes de fadiga (Figura 3.26) devido à falta de aderência na interface entre as camadas.



Figura 3.26 - Rompimento da geogrelha de fibra de vidro.

Porém, a hipótese que contempla a falta de aderência entre o pavimento antigo e a grelha de fibra não se confirmou, já que o teste realizado no campo apresentou muitos problemas (escorregamento) desde os primeiros meses devido ao excesso de pintura de

ligação, conforme os relatos da concessionária UNIVIAS que administra a rodovia BR-386/RS, onde se realizou o teste.

A referência [55] mostra que a fibra de vidro historicamente apresenta resultados ruins quando sujeita a carregamentos repetidos, sendo que vigas reforçadas com este material sofrem ruptura por flexão após poucos ciclos de carga, mesmo apresentando módulos de elasticidade muito elevados. A fragilidade dos fios de fibra de vidro foi investigada através de testes ao dano durante a instalação das geogrelhas em escala real, onde se observou uma redução de resistência de 15%.

Os ensaios de fadiga com cargas repetidas realizados corroboram com a tendência das grelhas de fibra de vidro se romperem quando submetidas à flexão. Além disso, a seleção do material pela resistência a tração conforme proposta da referência [25] não é válida, já que a aderência entre a grelha e a camada asfáltica é fundamental para o desempenho da estrutura, conforme os resultados destes testes.

3.4.2. Avaliação Quantitativa

A análise numérica apresenta fatores de efetividade para cada material testado em relação a vigas asfálticas prismáticas não-reforçadas no modo de carga cisalhante. Contudo, deve-se atentar para as já mencionadas hipóteses assumidas e limitações dos ensaios, antes da utilização destes valores em métodos de projeto de dimensionamento ou mesmo a análise destes materiais. A Figura 3.27 apresenta os resultados dos testes de fadiga no modo cisalhante para os diversos materiais testados.

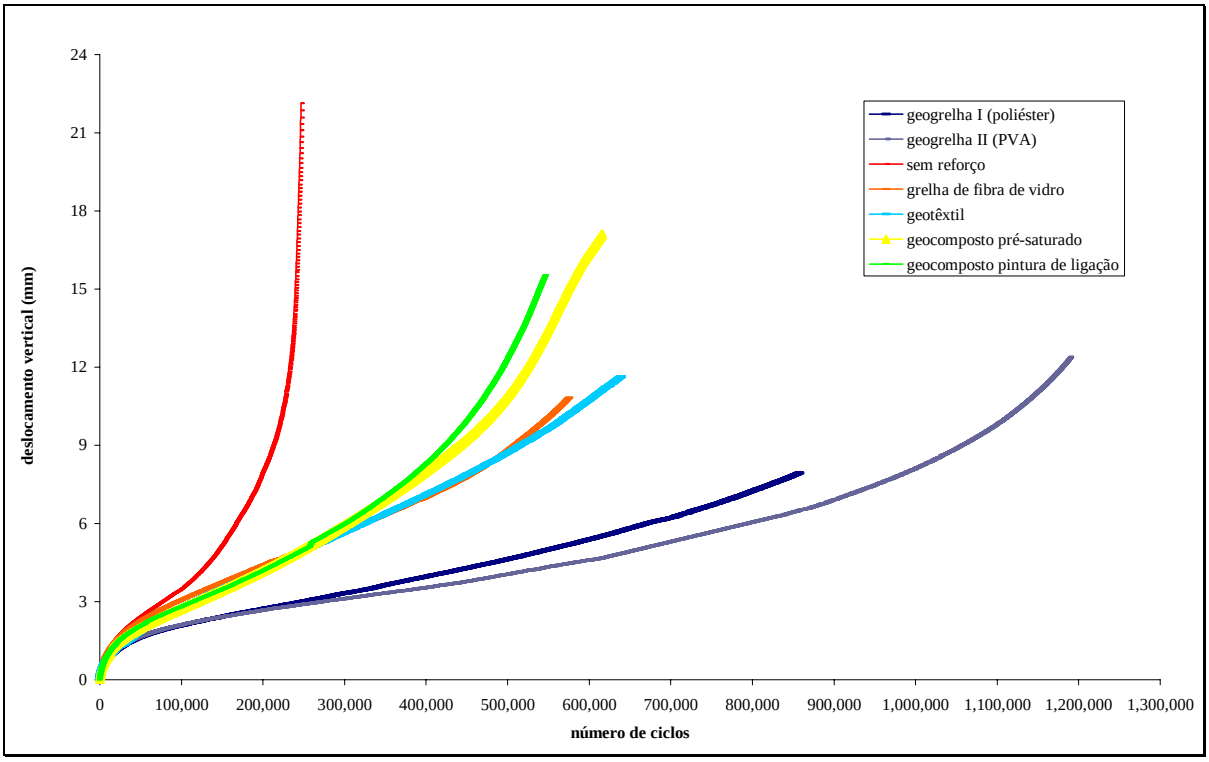


Figura 3.27 - Resultado geral dos testes de fadiga em vigas asfálticas.

Desta análise fica evidente o melhor desempenho da geogrelha polimérica “tipo II”, mostrando que, para uma mesma estrutura, a geogrelha composta por PVA apresenta melhor comportamento à fadiga que o poliéster, sendo que ambas as composições apresentam a mesma resistência nominal à tração. Generalizando, todos os materiais testados apresentam melhor comportamento que as vigas não-reforçadas. Esta tendência já era esperada, contudo, fica comprovado o desempenho ruim das grelhas de fibra de vidro.

Para ilustrar numericamente os testes, definiu-se como ruptura das vigas durante os testes (N_f), o instante em que a trinca se torna visível sob a viga na região central, a qual pode ser identificada no gráfico pela fase de aceleração das deformações (fase III). A Figura 3.28 sintetiza esta definição de N_f.

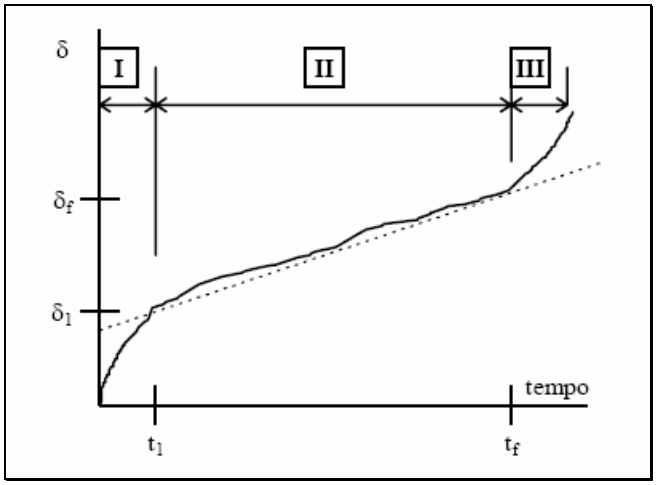


Figura 3.28 - Formato dos ensaios de fadiga [11].

Assim, definida a vida de fadiga (N_f) para as vigas submetidas a carregamentos cíclicos no modo cisalhante, pode-se determinar um fator de efetividade para cada material adotando como referência as vigas asfálticas não-reforçadas. O fator de efetividade (FEM) foi definido como sendo a relação da durabilidade entre a viga moldada para cada diferente material (N_M) e as vigas de referência não-reforçadas (N_R):

$$FEM = {}^{N_M}\!/_{N_R} \tag{3.1}$$

O resultado desta análise de fatores de efetividade para os diferentes materiais testados é mostrado na Tabela 3.4, onde se apresenta o número de ciclos efetuados até a ruptura do material, o deslocamento no instante da ruptura e o fator de efetividade médio correlato.

Tabela 3.4 - Previsão de fatores de efetividade para os diferentes materiais.

MATERIAL	VIGA	ciclos até a ruptura	Deslocamento (mm)	Fator de efetividade (FEM)		
				R3	R4	Médio
sem reforço	R3	146905	4,9	1,0	1,0	1,0
	R4	144524	4,9	1,0	1,0	
geocomposto impregnado	L2	397500	5,3	2,7	2,8	2,7
	L3	394737	7,4	2,7	2,7	
geocomposto c/ pintura de ligação	Y1	384783	8,2	2,6	2,7	2,7
	Y2	402381	7,7	2,7	2,8	
grelha de fibra de vidro	G1	459524	7,7	3,1	3,2	2,7
	G2	383333	4,5	2,6	2,7	
	G3	356000	6,0	2,4	2,5	
geotêxtil	B2	418750	5,1	2,9	2,9	3,0
	B3	468750	8,3	3,2	3,2	
geogrelha I (poliéster)	A1	587500	4,0	4,0	4,1	4,0
	A2	581250	4,0	4,0	4,0	
geogrelha II (PVA)	V1	757143	5,5	5,2	5,2	5,1
	V2	740000	5,5	5,0	5,1	

A análise numérica confirma os resultados qualitativos de que a geogrelha polimérica composta por PVA apresenta o melhor desempenho, seguida pela geogrelha de poliéster. Já os geocompostos apresentam resultados similares para os diferentes processos de moldagem testados durante a execução das vigas.

Uma aplicação destes resultados de laboratório pode ser aferida através do método proposto pela referência [56] para uma estrutura de pavimento hipotética composta por um revestimento asfáltico existente, de espessura h_1 igual a 15 cm, severamente trincado, com módulo de elasticidade efetivo igual a 1000 MN/m^2, uma camada de base granular com espessura de 25 cm (E_2 = 170 MN/m^2). Enquanto que o solo de subleito foi caracterizado por E_3 igual a 70 MN/m^2 submetido a um tráfego atuante anual de 5,25x10^5. Considerando um período de projeto de 10 anos, este pavimento deveria receber um recapeamento asfáltico de 10 cm para atingir esta vida de serviço (Tabela 3.5).

Tabela 3.5 - Vida de Reflexão de Trincas em Recapeamento Simples

(10^6 repetições do eixo de 80 kN para TR = 20%) [56].

H_R (cm)	**N_f para h_1 = 5 cm**	**N_f para h_1 = 10 cm**	**N_f para h_1 = 15 cm**
4	0,910	0,989	1,130
6	1,260	1,460	1,750
8	1,670	2,260	3,050
10	2,860	3,920	5,250

Da Tabela 3.5 definiu-se a lei de fadiga para esta estrutura desde que o pavimento seja reforçado com uma nova camada asfáltica (Figura 3.29).

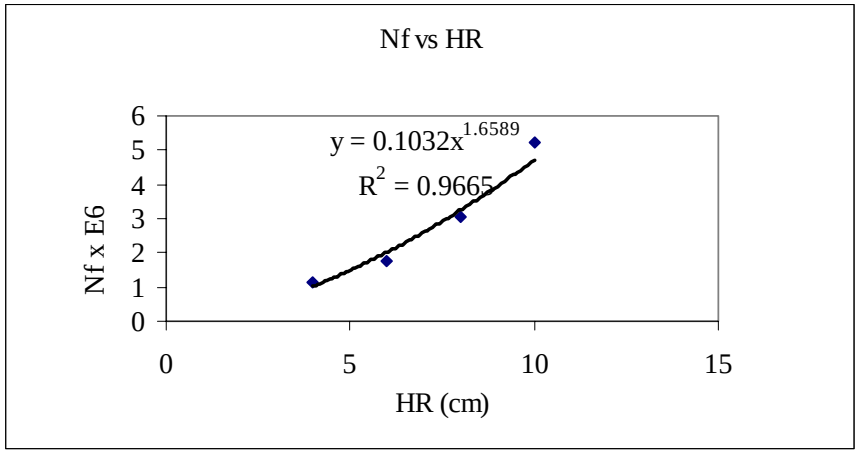


Figura 3.29 – Lei de fadiga da nova camada asfáltica.

Desta maneira a lei de fadiga da nova camada asfáltica é função da estrutura e da espessura da nova camada asfáltica (H_R):

$$N_f^{SR} = 0.1032 \times 10^6 \times H_R^{1,6589} \quad (3.2)$$

A Tabela 3.6 mostra os fatores que deveriam ser aplicados aos valores de N_f da Tabela 3.5 caso a camada asfáltica de recapeamento seja reforçada por um material que apresente os fatores de incremento de vida de fadiga F_f (fator de flexão) e F_c (fator de cisalhamento) ali indicados. Os fatores de incremento podem ser utilizados de maneira mais geral, de modo que a vida de trincamento por reflexão do pavimento reforçado seja dada por:

$$N_f^{ref} = Fator \times N_f^{SR} \quad (3.3)$$

Tabela 3.6 - Fatores de Aumento da Vida de Reflexão de Trincas para h_1 = 15 cm.

H_R (cm)	***Ff***	***Fc***	**Fator**	**H_R (cm)**	***Ff***	***Fc***	**Fator**
	1	1	1,00		1	1	1,00
		2	1,02			2	1,03
		5	1,03			5	1,04
		10	1,03			10	1,05
	2	1	1,29		2	1	1,66
		2	1,34			2	1,76
4		5	1,37	8		5	1,83
		10	1,38			10	1,85
	5	1	2,28		5	1	3,18
		2	2,54			2	3,64
		5	2,73			5	4,03
		10	2,81			10	4,16
	10	1	3,47		10	1	4,79
		2	4,18			2	6,10
		5	4,80			5	7,31
		10	5,04			10	7,84
	1	1	1,00		1	1	1,00
		2	1,01			2	1,04
		5	1,03			5	1,07
		10	1,04			10	1,08
	2	1	1,58		2	1	1,71
		2	1,65			2	1,85
6		5	1,70	10		5	1,92
		10	1,72			10	1,96
	5	1	2,97		5	1	3,26
		2	3,34			2	3,87
		5	3,61			5	4,55
		10	3,71			10	4,57
	10	1	4,54		10	1	4,82
		2	5,59			2	6,34
		5	6,46			5	7,89
		10	6,86			10	8,57

A aplicação da equação 3.3, após a obtenção dos fatores de correção (Tabela 3.6) para os diversos geossintéticos, com fatores de correção de cisalhamento obtidos nos ensaios de fadiga aqui realizados. Já os fatores de flexão foram extraídos da literatura, incluindo as grelhas metálicas que apresentam fator de flexão (F_f=10) e de cisalhamento (F_c=10), conforme [11], permite a estimativa de lei de fadiga (Tabela 3.7).

Tabela 3.7 – Determinação dos fatores de incremento para os geossintéticos.

Material	F_f	F_c	Fator
Geocomposto	2,0	2,7	$1.1449 \times e^{(0.0522 \times Hr)}$
Grelha de fibra de vidro	5,0	2,7	$2.0622 \times e^{(0.0709 \times Hr)}$
Geotêxtil	2,0	3,0	$1.1464 \times e^{(0.0525 \times Hr)}$
Geogrelha de poliéster	5,0	4,0	$2.0629 \times e^{(0.0772 \times Hr)}$
Geogrelha de PVA	5,0	5,1	$2.0640 \times e^{(0.0820 \times Hr)}$
Grelha metálica	10,0	10,0	$3.7944 \times e^{(0.0863 \times Hr)}$

A partir da determinação dos fatores de incremento de vida de serviço pode ser determinada a espessura de recapeamento necessária para que a estrutura do pavimento tenha uma vida de serviço de 10 anos. A Tabela 3.8 apresenta os resultados.

Tabela 3.8 – Espessura requerida para atender ao período de projeto.

Material	F_f	F_c	H_R (cm)	$H_{R\ sem\ reforço}/H_{R\ geossintético}$
CBUQ	1,0	1,0	10,0	1,00
Geocomposto	2,0	2,7	7,7	1,29
Grelha de fibra de vidro	5,0	2,7	5,5	1,83
Geotêxtil	2,0	3,0	7,7	1,29
Geogrelha de poliéster	5,0	4,0	5,4	1,86
Geogrelha de PVA	5,0	5,1	5,3	1,88
Grelha metálica	10,0	10,0	3,9* (5,0)	2,00

* A instalação deste produto requer um recobrimento mínimo de 5 cm.

Desta análise fica claro o efeito benéfico de todos os geossintéticos ensaiados no equipamento MTS. Nota-se novamente o considerável benefício obtido pelas geogrelhas poliméricas (PVA e poliéster) bem como as grelhas metálicas. Entretanto, estas não foram

ensaiadas e seu benefício foi adotado através da literatura. Ainda é importante observar que mesmo com o baixo desempenho ao cisalhamento as grelhas de fibra de vidro apresentam benefício superior aos geotêxteis e geocompostos. Estes resultados são válidos apenas para esta estrutura hipotética sendo que num cada caso real, este deve ser estudado rigorosamente.

A Figura 3.30 que apresenta a variação do tráfego em função da espessura de camada asfáltica também corrobora para os resultados obtidos.

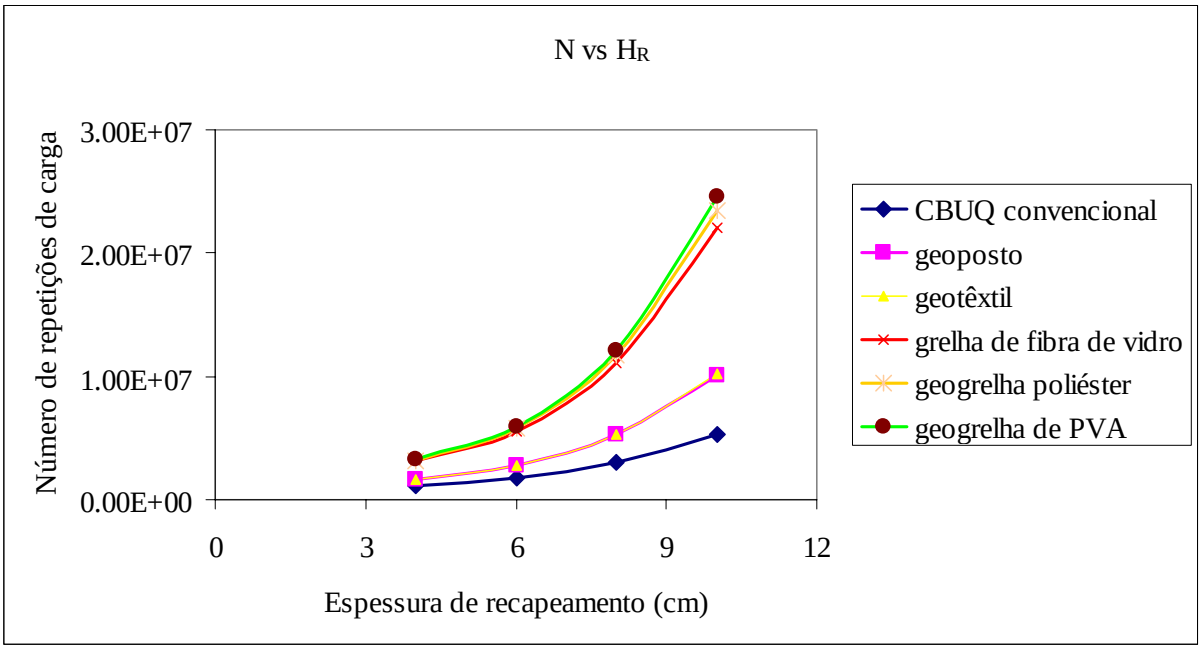


Figura 3.30 – Tráfego atuante versus espessura de recapeamento.

A Figura 3.30 mostra que as geogrelhas são os geossintéticos mais eficazes no combate ao trincamento por fadiga, seguidos pelos geocompostos e geotêxteis. A utilização de fatores de flexão típicos melhorou o desempenho das grelhas de fibra de vidro, mesmo assim as geogrelhas poliméricas apresentam maior benefício.

3.5. Observações e Comentários

Nos ensaios de fadiga pode-se observar que as vigas reforçadas com geogrelhas poliméricas apresentam melhores resultados. Apenas para ilustrar esta consideração, a Figura 3.31 apresenta o padrão de trincamento encontrado nas vigas asfálticas após a ruptura dos corpos de prova. As vigas reforçadas apresentam-se mais íntegras ao fim do ensaio e com menor padrão de trincamento, constando ainda que apenas as vigas reforçadas com geogrelhas

poliméricas mantiveram o reforço intacto ao longo de todo o transcurso do ensaio. No Anexo I foram inseridas todas as imagens dos ensaios para cada material, podendo-se acompanhar o padrão de trincas desde o carregamento do ensaio até sua finalização.

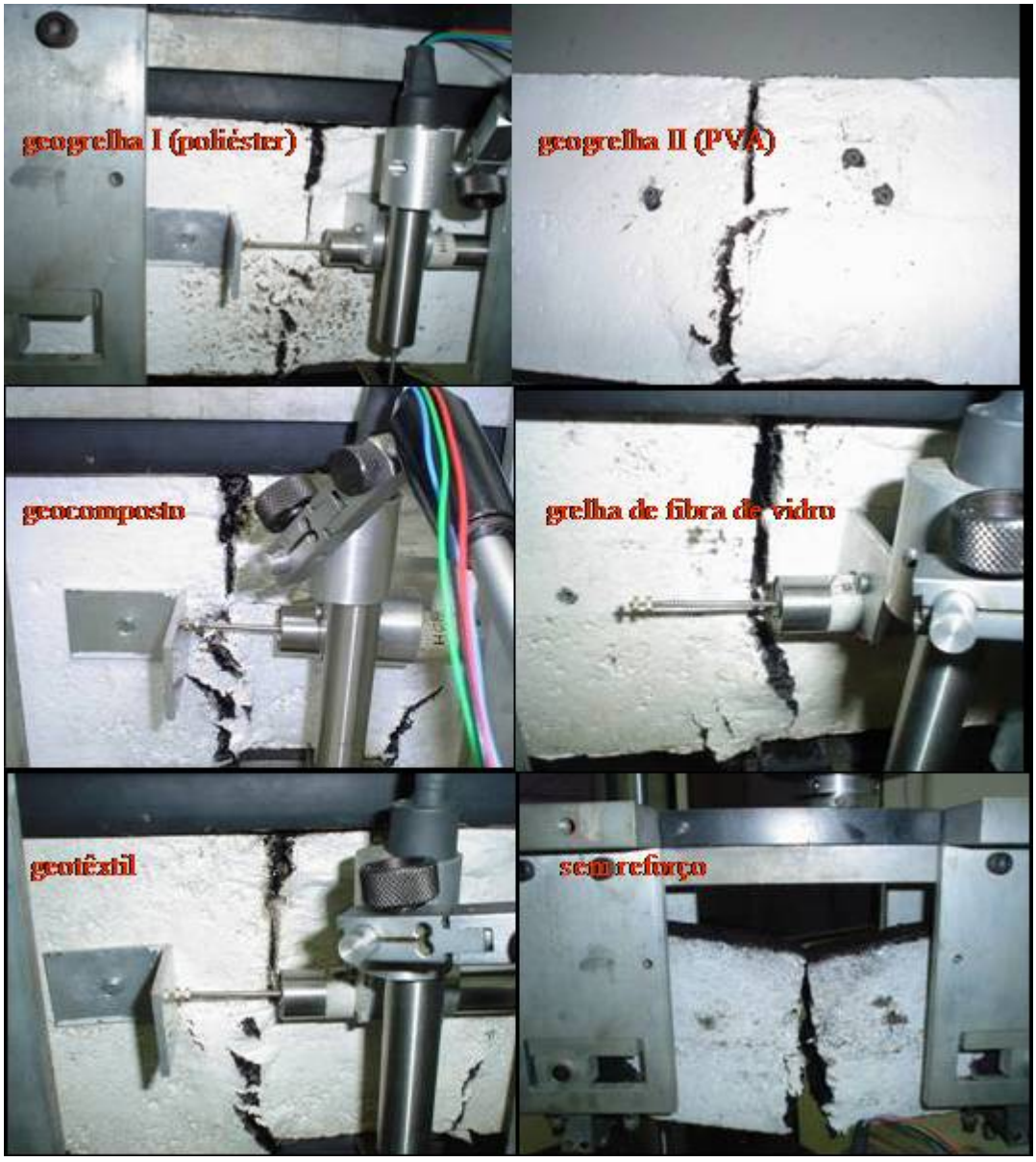


Figura 3.31 - Padrão de trincas ao final do ensaio de fadiga.

A Figura 3.31 permite ainda a observação de fatores que ocasionaram falhas durante o ensaio, tanto que o surgimento de trincas de punção na região em torno da interface entre o atuador e a viga gerados pela diferença de rigidez entre o aço e o concreto asfáltico pode ser visualizada na viga reforçada com geotêxtil, através da formação de uma trinca de baixo para cima na extremidade inferior da viga.

Ainda ocorreram alguns problemas que podem estar associados ao funcionamento do equipamento, tais como a possibilidade do pistão ser afetado pela viscosidade do óleo, resultando desvios na posição de aplicação do carregamento, principalmente para ensaios conduzidos com aplicação de carga senoidal (Figura 3.32).

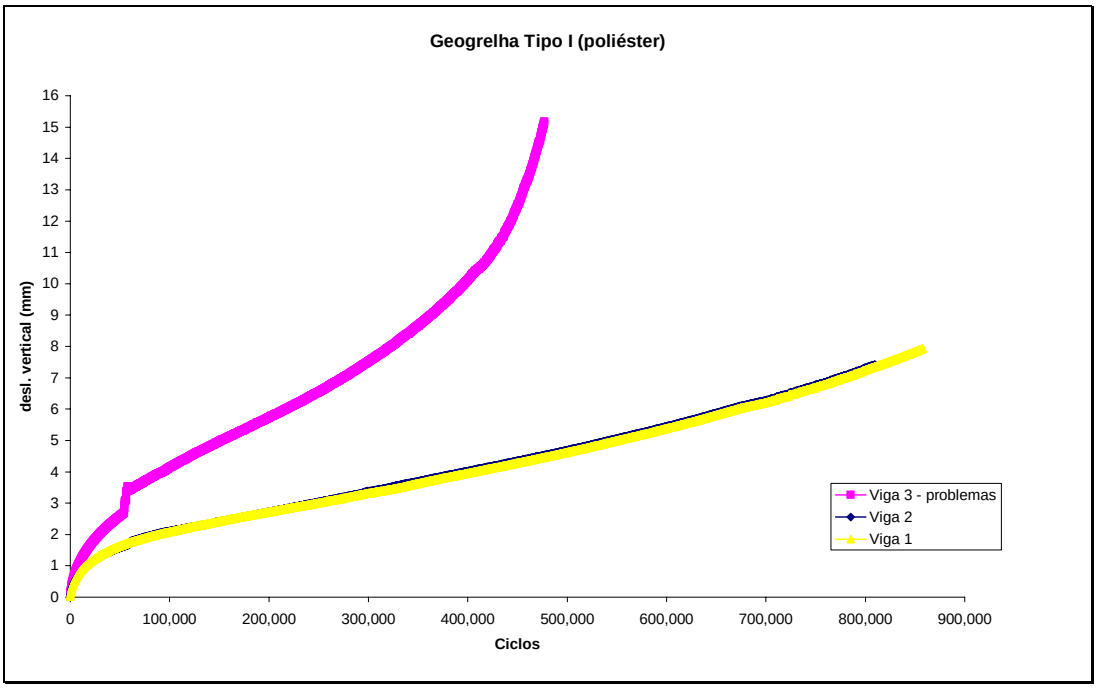


Figura 3.32 - Resultados de ensaios incomuns.

Enfim, de uma forma geral, a associação dos defeitos pode ter colaborado para o descarte de alguns resultados muito discrepantes como apresentado na Figura 3.32, sendo a maioria deles causada pelo puncionamento.

Nos testes realizados por [51] evidenciou-se que trincas de menor severidade que a pré-trinca são formadas na camada reforçada e se apresentam espalhadas em um volume maior (Figura 3.33), alcançando a superfície de forma isolada e assim contribuem para a manutenção da condição de impermeabilidade do pavimento e retardamento do potencial de propagação de trincas.

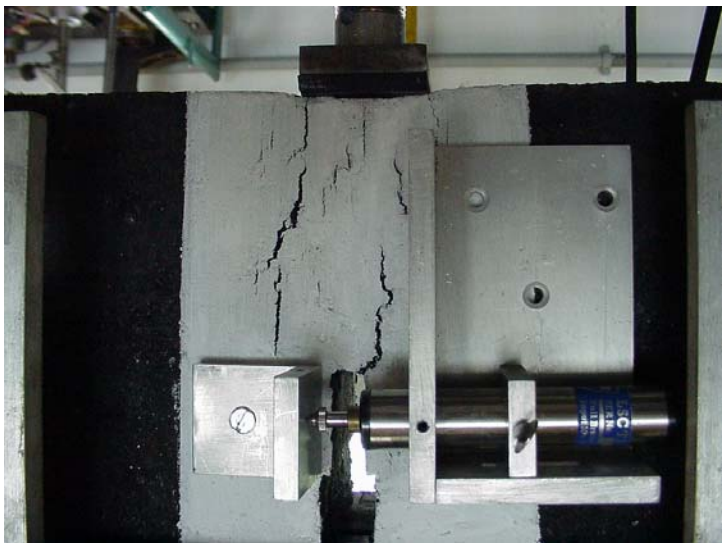


Figura 3.33 - Teste de fadiga em vigas reforçadas com geogrelhas no modo flexão [51].

Nos ensaios de fadiga ora mencionados, a condição de carregamento ocorreu no modo cisalhante, situação mais crítica. Esta tendência encontrada nos testes em flexão realizados por [51] não é observada, tanto que, da comparação de resultados dos testes no modo cisalhante, que apresentam a mesma configuração de trincas, observa-se à formação de uma trinca proveniente da pré-trinca e outra em direção oposta originária do puncionamento ocorrido na região de aplicação de cargas (Figura 3.34).

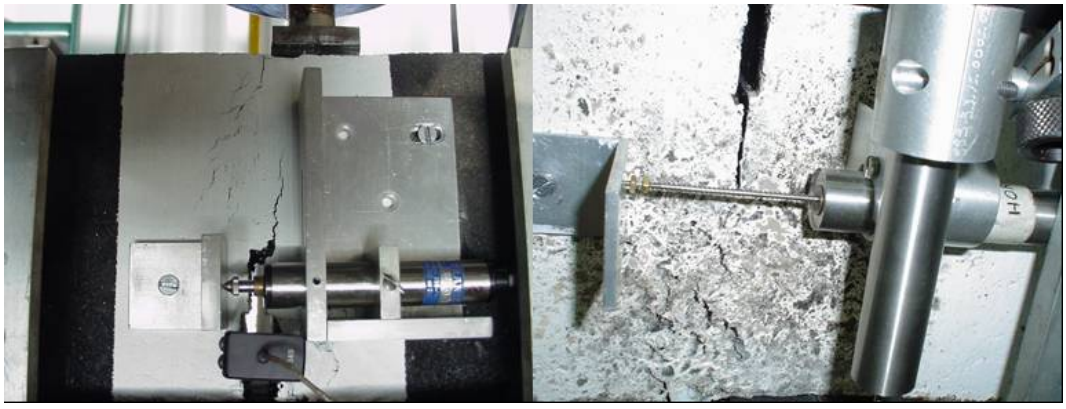


Figura 3.34 - Resultados de fadiga em vigas reforçadas com geogrelhas (modo cisalhante) - à esquerda resultados obtidos por [51], à direita resultados atuais.

Como se percebe, muitas são as variáveis envolvidas em laboratório, talvez tão numerosas quantas as que envolvem a execução de uma camada asfáltica no campo, contudo em magnitudes distintas. Cabe aos projetistas observarem as variáveis e hipóteses assumidas

ao longo dos ensaios para fazer uso destes resultados em métodos de projeto, utilizando-se de fatores de calibração apropriados.

Buscando fazer a relação entre os resultados experimentais obtidos em laboratório com a realidade de campo, apresentam-se diversos estudos contemplando a inserção de geogrelhas de reforço no interior de camadas asfálticas no intuito de combater, principalmente, as deformações plásticas que têm sido pouco estudadas ao longo dos anos, mesmo com a sua propensão em trazer benefícios à camada asfáltica reforçada.

IV. RODOVIAS EM SERVIÇO

Mesmo com a existência de métodos de dimensionamento mecanísticos e ferramentas bastante sofisticadas como o método dos elementos finitos, a análise estrutural de um pavimento continua sendo muito complexa seja pela heterogeneidade dos materiais, condição de tráfego, variabilidade de técnicas construtivas e complexidade dos fatores ambientais sejam pela falta de precisão dos dados medidos em campo.

Historicamente, sabe-se da dificuldade em se avaliar a contribuição de diferentes materiais no desempenho estrutural do pavimento. Conforme a referência [57] esta questão começou a ser enfocada pela AASHTO, através dos resultados de suas pistas experimentais. Dessa forma, a execução e monitoramento dos testes de campo tornam-se uma ferramenta útil tanto para avaliar e calibrar as previsões feitas pelos modelos de dimensionamento estrutural quanto para aperfeiçoar as técnicas construtivas.

4.1. Escopo

Este trabalho apresenta o acompanhamento de sete trechos experimentais contemplando a utilização de grelhas metálicas, geogrelhas poliméricas e grelhas de fibra de vidro no combate aos afundamentos plásticos e trincamento por fadiga. Cinco dos trechos existentes estão localizados em rodovias federais e outros dois em perímetros urbanos. Como o monitoramento destes trechos experimentais teve início após a implementação dos mesmos, definida pelas concessionárias e fornecedores de grelhas de reforço, não foi possível participar da seleção dos locais de aplicação e planejamento da instrumentação, forma e periodicidade do monitoramento e concepção dos segmentos de análise. Devido ao cenário proposto buscou-se obter o máximo de parâmetros possíveis para avaliar estes testes.

A periodicidade do monitoramento foi definida em função da evolução dos defeitos nos trechos experimentais. Fez-se a avaliação qualitativa dos defeitos de superfície encontrados ao longo de cada estaca e em toda a sua largura, identificando-se os defeitos e área comprometida; quando possível fez-se à leitura dos afundamentos nas trilhas de roda. A

Tabela 4.1 mostra as classificações usadas para qualificar os defeitos. Deve-se ainda esclarecer que foram atribuídas notas referentes à percentagem de área afetada pelo trincamento, sendo que os afundamentos nas trilhas de rodas, foram medidos com uma treliça metálica. Praticamente adaptaram-se alguns conceitos das normas [58], [59], [60] e método *VIZIR* do *LCPC*. As adaptações dos métodos foram realizadas em função da necessidade de fazer a avaliação do pavimento sem a interrupção do tráfego.

Tabela 4.1 - Caracterização do tipo de defeito na superfície do pavimento.

DEFEITO	CARACTERIZAÇÃO
FC 1	Todos os tipos de trincas isoladas sejam transversais ou longitudinais, curtas ou longas, com abertura inferior a 1 mm, com baixa, média ou alta severidade.
FC 2	Trincas interligadas do tipo “bloco” ou “jacaré”, sem erosão acentuada nos bordos das trincas, com baixa, média ou alta severidade.
FC 3	Trincas interligadas do tipo “bloco” ou “jacaré”, com erosão acentuada nos bordos das trincas, com baixa, média ou alta severidade.
O	Ondulações causadas por instabilidade da mistura asfáltica.
E	Escorregamento da massa asfáltica.
D	Desgaste da superfície asfáltica.
P	Formação de panelas na camada asfáltica.
EX	Exsudação do ligante asfáltico.
R	Existência de remendos.
ALP	Afundamentos locais plásticos devido à fluência plástica de alguma camada da estrutura do pavimento.
ATP	Afundamentos plásticos nas trilhas de roda devido à fluência plástica de alguma camada da estrutura do pavimento.
ALC	Afundamentos localizados de consolidação devido à consolidação diferencial ocorrente em alguma camada da estrutura do pavimento.
ATC	Afundamentos de consolidação nas trilhas de roda devido à consolidação diferencial ocorrente em alguma camada da estrutura do pavimento.

A avaliação de desempenho dos trechos experimentais foi realizada através de modelos estatísticos que contemplam os dados levantados durante o monitoramento das rodovias.

4.1.1. Modelo Estatístico

Na análise de desempenho dos trechos experimentais foram considerados todos os defeitos e suas ocorrências, por exemplo, trincas isoladas (FC1), trincas interligadas (FC2) sem erosão de bordos e com erosão de bordos (FC3), panelas (P), exsudação (EX), remendos (R), escorregamentos de massa (E), desgaste (D), ondulações (O) e afundamentos plásticos (AF). Para todos os modelos gerados garantiu-se que os parâmetros estivessem validados com intervalo de confiança de 95%. Desta forma os modelos apresentados foram ajustados fazendo uso do pacote Statistica 99.

Um dos indicadores que deve ser analisado é o coeficiente de determinação da amostra (r^2), o qual representa a proporção da variação total em Y explicada por X_i e varia de 0 a 1, ou seja, de 0% a 100%. Quanto mais próximos os valores calculados estiverem de 100%, melhor será a qualidade do modelo ajustado.

Testes de significância estatística foram utilizados para inferir características de uma população, com base em uma amostra. Uma frase do tipo “a correlação é estatisticamente significativa a 5%” indica que existe a chance de 95% de que a relação observada na amostra seja verdadeira para a população. Os testes de significância estão ligados à probabilidade de que os resultados observados na amostra não sejam relacionados à população.

A maneira de testar a significância agregada de um modelo é por meio da razão de F de Snedecor (significância de F), onde existe uma relação direta de proporcionalidade entre a qualidade do modelo e a proximidade do valor zero da significância de F, ou seja, quanto mais próximo de zero for o resultado desta estatística F, melhor será a qualidade global do modelo ajustado.

O teste de significância para os coeficientes da regressão é dado por meio do teste de “t-student”, o qual relaciona o valor do parâmetro ao erro padrão deste mesmo parâmetro. Uma maneira de efetuar este teste é por meio da avaliação dos valores de “p-level”, os quais também devem ser próximos de zero, a fim de que o parâmetro estimado seja significativamente diferente de zero.

Desta forma, a análise estatística contribui para a interpretação dos dados coletados no campo ao longo do tempo e para o correto entendimento do desempenho dos trechos experimentais.

4.1.2. Conclusões Principais

Os trechos experimentais em rodovias em serviço utilizando as grelhas metálicas, geogrelhas poliméricas e grelhas de fibra de vidro no combate ao trincamento por reflexão, deformações plásticas e reforço estrutural permitiram algumas análises interessantes.

A utilização de geogrelhas mostrou-se eficiente no combate aos afundamentos nas trilhas de roda com benefício de 41% (avenida Pedro Friggi). Mas seu desempenho à fadiga foi ruim, já que não inibiu o surgimento e a propagação das trincas. Isto comprova que as geogrelhas poliméricas devem ser utilizadas em toda a largura da faixa de tráfego e necessitam de comprimento de ancoragem adequado. Estas mesmas geogrelhas apresentaram um pequeno ganho em relação às seções de referência no que tange a irregularidade longitudinal, principalmente no trecho experimental na BR-386/RS, mostrando que este potencial benefício deve ser estudado.

As grelhas de fibras de vidro foram testadas na BR-290/RS com espessuras delgadas. A experiência apresenta conclusões muito consistentes comprovando a necessidade de uma espessura de recobrimento mínimo sobre a grelha. Apesar da camada de recobrimento ser delgada, fato que prejudica a ancoragem e desempenho de tal material, este vem se comportando muito bem.

Os experimentos com as grelhas metálicas mostram que estas obrigatoriamente precisam ser envoltas em uma camada de lama asfáltica ou micro revestimento asfáltico a frio para que seja garantida a eficiência de sua instalação, sendo esta a etapa crítica do processo. Este material mostrou ganhos significativos na redução de afundamentos nas trilhas de roda (40%). Além disso, os testes serviram para comprovar a possibilidade de fresagem sobre estas grelhas.

Desta maneira, trechos experimentais realizados em rodovias são descritos ao longo deste capítulo. O primeiro trecho experimental localizado na avenida Pedro Friggi avalia a inserção de geogrelhas poliméricas no combate ao trincamento por reflexão e afundamentos nas trilhas de rodas.

4.2. Avenida Pedro Friggi - 2002

A avenida Pedro Friggi, localizada no município de São José dos Campos, SP, inicialmente constituída de uma pista simples com duas faixas de tráfego, foi alargada em meados de 2000. Esta avenida é o principal acesso entre a Rodovia Presidente Dutra BR-116 e o bairro Novo Horizonte (Figura 4.1), tendo um volume de tráfego diferenciado das vias urbanas padrão, com tráfego estimado de 10^5 repetições do eixo padrão de 8,2 t ao longo do ano.



Figura 4.1 - Visão geral da avenida Pedro Friggi.

Por volta de dois anos após o alargamento da via, foi constatada a incidência de significativos afundamentos nas trilhas de rodas. Dada a prematura surgência de defeitos, a Prefeitura Municipal de São José dos Campos (PMSJC) realizou diversos levantamentos para diagnosticar as patologias apresentadas pelo pavimento. Através de sondagens, caracterizou-se a estrutura. A Tabela 4.2 sintetiza a caracterização das camadas.

Tabela 4.2 - Caracterização dos resultados da sondagem.

Camada	Parâmetro	Valor médio
CBUQ (revestimento)	espessura	4,3 cm
	volume de vazios de ar	7 %
	Teor de asfalto	5,1 %
Binder	espessura	5,8 cm
	volume de vazios de ar	6 %
	Teor de asfalto	4,8 %
Brita graduada simples	Espessura	11,6 cm
	CBR (laboratório)	172 %
Reforço do subleito	Espessura	14,8 cm
	CBR (in situ)	15 %
Subleito	CBR (laboratório)	16 %
	CBR (in situ)	9 %

Dos ensaios detectou-se um elevado volume de vazios de ar (7 %) na camada asfáltica de revestimento, muito acima do valor médio preconizado (entre 3 e 5 %) apontando o incorreto processo de compactação da camada asfáltica [61]. Também foram relatados problemas com o não enquadramento da brita graduada simples na faixa de trabalho do DNIT, retratando a má distribuição granulométrica. Isto demonstra que a matriz de agregados tenha minimizado seu efeito de combater os esforços verticais gerados pelo tráfego.

Além disso, destaca-se a variação encontrada entre a estrutura de projeto e a estrutura de pavimento encontrada *in loco*. Maior diferenciação ocorre na camada de brita graduada, onde a espessura encontrada no campo (11,6 cm) representa uma redução de 3,4 cm na espessura da camada de pavimento projetada. Na Figura 4.2 são apresentadas a estrutura de pavimento de projeto (à esquerda) e a estrutura de pavimento existente (à direita).

CBUQ (5 cm) ano=2000	**CBUQ (4 cm) ano=2000**
Binder (5 cm) ano=2000	**Binder (6 cm) ano=2000**
Brita Graduada (15 cm)	**Brita Graduada (11,6 cm)**
Reforço subleito (15 cm) CBR=17%	**Reforço subleito (15 cm) CBR=15%**
subleito CBR=10%	**subleito CBR=9 %**

Figura 4.2 - Estrutura de pavimento projetada (à esquerda) e executada (à direita).

Para a avaliação estrutural deste trecho de testes na avenida Pedro Friggi, fez-se o levantamento deflectométrico com viga Benkelman permitindo assim a obtenção dos módulos de elasticidades das camadas constituintes da estrutura do pavimento resultando os seguintes valores [61]:

- E_1= módulo de elasticidade das camadas de CBUQ (revestimento + binder), na espessura de 10 cm, 2722 MN/m^2;
- E_2= módulo de elasticidade da camada de base em brita graduada simples, 87 MN/m^2;
- E_3= módulo de elasticidade do reforço do subleito, 193 MN/m^2;
- E_4= módulo de elasticidade do solo de subleito, 139 MN/m^2.

Desta forma, foi diagnosticado que os afundamentos observados nas trilhas de roda eram provenientes da falta de capacidade de suporte da camada de base e do revestimento asfáltico, causados pela má compactação das camadas e inadequação das espessuras de campo com as de projeto.

No ano de 2002, através da ação conjunta de cooperação entre a Prefeitura Municipal e a empresa Huesker Ltda. fabricante de geogrelhas poliméricas, resolveu-se testar a utilização de geogrelhas poliméricas no combate aos mecanismos de deterioração atuantes nesta via (afundamentos plásticos). Assim, construiu-se um trecho experimental de 470 m na pista alargada, sendo que em alguns pontos o pavimento foi fresado (espessura de 5 cm) e reforçado com geogrelha polimérica e, em seguida, recoberto por uma camada asfáltica com

espessura de 5 cm e em outros locais aplicou-se uma nova camada asfáltica de 5 cm de espessura sem a presença da referida geogrelha.

Baseado no levantamento visual que revelou a presença de irregularidades com a presença de trincas de fadiga nas trilhas de roda e deformações permanentes optou-se por reforçar o pavimento apenas nas trilhas de roda. A execução do reforço ocorreu da forma tradicional, isto é, inicialmente aplicou-se uma pintura de ligação, com taxa de 0,5 kg/m^2. Após sua ruptura, aplicou-se a geogrelha polimérica (Hatelit® C 40/17) e, em seguida, prosseguiu-se a execução da nova camada asfáltica.

Entre os dias 29 e 30 de setembro de 2002, foram realizados os serviços de restauração do pavimento, com a finalidade de verificar o efeito da aplicação da geogrelha no combate aos afundamentos plásticos (Figura 4.3).



Figura 4.3 – Aplicação das geogrelhas poliméricas.

A Figura 4.4 esquematiza os trechos onde o reforço foi aplicado. Cabe relembrar que a geogrelha polimérica foi instalada apenas nas trilhas de roda, em uma largura de 1 m, pois os idealizadores do teste imaginavam que o tráfego era muito canalizado.

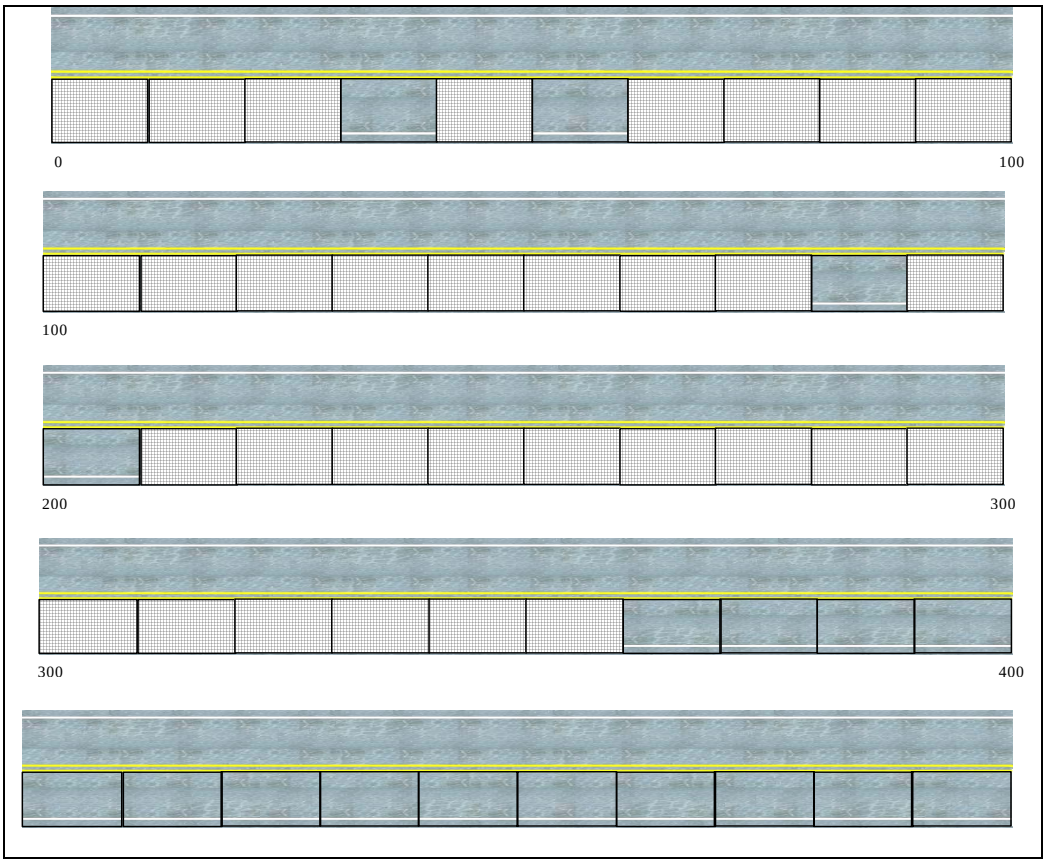


Figura 4.4 - Esquema do trecho experimental na avenida Pedro Friggi

(em hachura, trecho reforçado com geogrelhas, e sem hachura trecho não-reforçado).

A partir de julho de 2003, este trecho experimental começou a ser investigado periodicamente. Entretanto, a utilização do reforço apenas nas trilhas de roda pode mascarar a avaliação deste, já que se desconhece o exato ponto onde este se localiza no interior da camada.

Antes de mencionar qualquer tipo de efeito de reforço proporcionado pelas geogrelhas, seja este positivo ou negativo, deve-se lembrar que a fase mais importante de um trecho experimental é sua concepção. Portanto, este trecho deveria abranger uma maior largura de faixa, uma vez que é muito difícil precisar se as cargas de roda do tráfego atuam na região reforçada, gerando assim muitas dúvidas no funcionamento do reforço nesta situação.

Nestes casos, deve-se reforçar a largura de toda a faixa de tráfego e não apenas as trilhas de roda imaginárias, até porque adotar como premissa “o fluxo do tráfego canalizado” para rodovias ou vias urbanas é uma afirmativa muito grosseira. A referência [62] afirma que os

veículos, ao se deslocarem na faixa de rolamento pela qual transitam, apresentam um deslocamento lateral aleatório, chegando a atingir 300 mm em rodovias de tráfego pesado. Esta afirmativa motiva a possibilidade da influência da falta de reforço em toda a largura da pista já que a falta de ancoragem da geogrelha minimiza a sua eficiência.

Os registros de incidência dos defeitos ao longo do tempo, que serviram de base para a avaliação do trecho experimental são apresentados no Anexo II.

Na tentativa de representar o surgimento e a propagação dos defeitos encontrados no trecho experimental durante o período de monitoramento, passados dois anos da execução da obra, apresentam-se as Figuras 4.5 a 4.8.



Figura 4.5 - Trecho experimental na avenida Pedro Friggi após 9 meses de vida de serviço.



Figura 4.6 - Trecho experimental na avenida Pedro Friggi após 14 meses de vida de serviço.

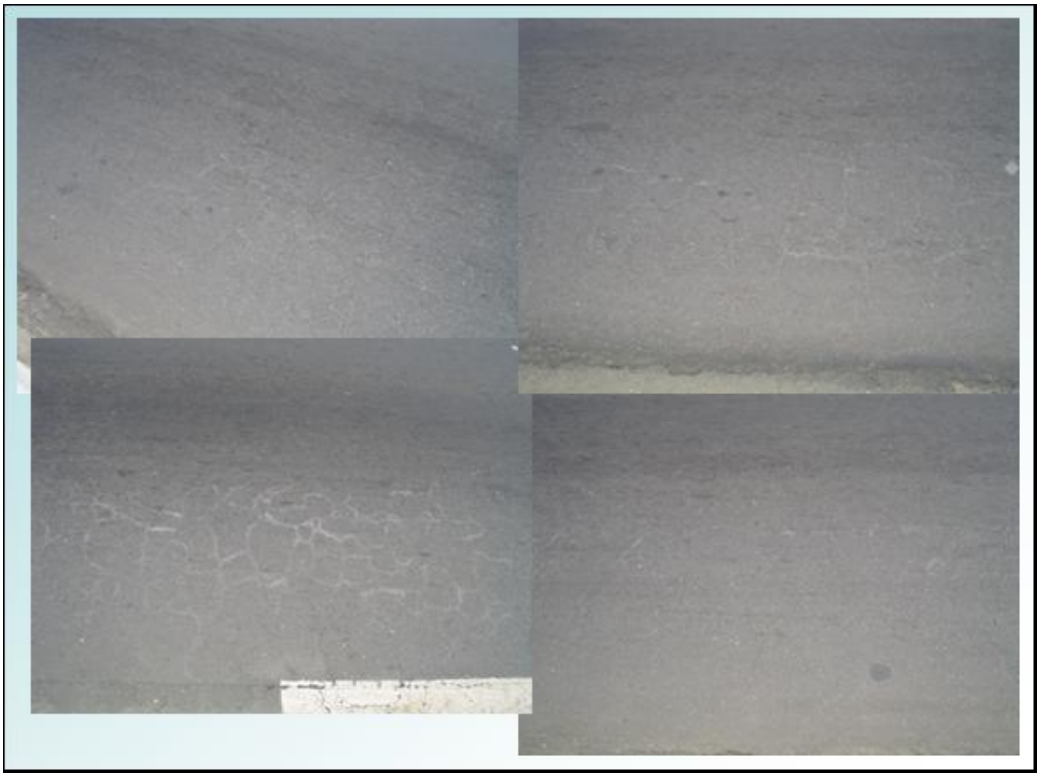


Figura 4.7 - Trecho experimental na avenida Pedro Friggi após 18 meses de vida de serviço.



Figura 4.8 - Trecho experimental na avenida Pedro Friggi após 24 meses de vida de serviço.

Assim, percebe-se que dois anos após a restauração deste trecho à incidência de defeitos é demasiadamente elevada.

A Tabela 4.3 apresenta alguns resultados encontrados durante as avaliações, sendo que os resultados completos podem ser vistos no Anexo II.

Tabela 4.3 - Levantamento de defeitos no trecho experimental da avenida Pedro Friggi.

estaca	FC1	FC2	FC3	ATR	P	EX	D	Tempo (meses)	Trafego (Million)	Bus stop	Reforço
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000	0	1
	10	0	0	6	0	0	0	14	0.117	0	1
	10	10	10	6	0	0	0	18	0.150	0	1
	10	20	20	10	0	0	0	26	0.217	0	1
	10	20	20	5	0	0	0	30	0.250	0	1
30	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000	0	0
	10	10	0	50	0	0	0	14	0.117	0	0
	10	10	10	4	0	0	0	18	0.150	0	0
	10	50	50	6	0	0	0	26	0.217	0	0
	10	50	50	5	0	0	0	30	0.250	0	0
40	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000	0	1
	10	10	10	4	0	0	0	14	0.117	0	1
	10	20	20	5	0	0	0	18	0.150	0	1
	10	50	20	9	0	0	0	26	0.217	0	1
	10	50	20	8	0	0	0	30	0.250	0	1
50	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000	0	0
	10	10	10	11	0	0	0	14	0.117	0	0
	10	50	50	11	0	0	1	18	0.150	0	0
	10	50	50	12	0	0	1	26	0.217	0	0
	10	50	50	12	0	0	1	30	0.250	0	0
70	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000	0	1

A análise deste trecho experimental refere-se aos levantamentos realizados ao longo do tempo. Assim sendo, das 46 estações de análise, com extensão de 10 m ao longo de toda a largura da faixa de tráfego, 33 seções apresentam a inserção de geogrelha de poliéster e 13 são

seções de referência, as quais são constituídas de uma nova camada asfáltica convencional. Ainda é apresentada uma análise complementar englobando uma região específica compreendida entre as estacas 150 e 240, totalizando 90 m de extensão. Esta área é caracterizada como uma zona crítica de tráfego, pois é uma parada de ônibus, sendo gerados esforços de tração e frenagem adicionais neste local. No Anexo II pode-se observar a evolução de defeitos nesta região de parada de ônibus em uma trilha de roda reforçada com geogrelha (estaca 170) e outra não reforçada (estaca 180).

Na tentativa de facilitar o entendimento do comportamento do trecho experimental ao longo do tempo, optou-se pela apresentação visual dos defeitos encontrados na via (Figuras 4.9 e 4.10).



Figura 4.9 – Defeitos existentes no trecho de referência (sem a presença de geogrelha).



Figura 4.10 - Defeitos encontrados no trecho reforçado com geogrelhas.

Nas Figuras 4.9 e 4.10 se observa o elevado grau de deterioração tanto no trecho reforçado com geogrelhas quanto no trecho de referência. Além disso, percebe-se a maior ocorrência de trincas nas trilhas de roda decorrentes de afundamentos. Portanto, a utilização dos registros da monitoração são fundamentais para a avaliação dos materiais e técnicas testadas nesta via.

Um modelo geral foi gerado contemplando o surgimento de trincas no trecho experimental. O modelo de melhor ajuste mostrou que o surgimento de trincas é dependente

do tráfego atuante “N” (em milhões de repetições), da existência do reforço (REF) e dos efeitos de carga estática e frenagem nas paradas de ônibus (BUS). A equação 4.1 e a Tabela 4.4 mostram que para as 3456 amostras o modelo apresentou coeficiente de correlação r^2 = 58%.

$$FC1 = 2.754 + 39.151 \times N - 0.305 \times REF + 0.416 \times BUS \quad (4.1)$$

onde:

N – número de repetições do eixo padrão (milhões de repetições);

REF – variável do tipo dummy (artificial) que indica a existência de reforço ou não no pavimento, apresentando valores iguais a (1) para a presença da geogrelha e (0) se o pavimento não for reforçado;

BUS – variável do tipo dummy (artificial) que indica a existência de parada de ônibus ou não, apresentando valores iguais a (1) para a presença de parada de ônibus e (0) se a estação de análise não contiver parada de ônibus.

Tabela 4.4 – Modelo de melhor ajuste (FC1).

Variável Dependente:	**FC1**
Tamanho da Amostra	3456 elementos
R^2:	58%
F de Snedecor:	207 com p < 1%
Erro Padrão da Estimativa:	2.33

	Coeficiente	**t-Student**	**p-level**
Intercpto	2.754	8.734	0%
N	39.151	24.843	0%
REF	-0.305	-1.256	15%
BUS	0.416	1.568	12%

Analisando este modelo que representa o surgimento de trincas isoladas, percebe-se que a inserção da geogrelha polimérica retardou o surgimento de trincas (pode-se verificar pelo sinal negativo de REF). Portanto, esta contribuição foi muito baixa, menos de 1%. Por exemplo, aplicando-se o modelo para uma situação crítica de parada de ônibus após um ano de vida de serviço ($N=10^5$), tem-se tanto no trecho reforçado quanto no trecho não reforçado uma área de trincamento equivalente a 7% da área trincada.

A Figura 4.11 mostra o surgimento de trincas ao longo do tempo, através da análise de trincas do tipo FC1. Desta avaliação observa-se que as trincas surgem tanto no trecho de referência (sem reforço) quanto no trecho com geogrelhas. Após 18 meses de vida de serviço,

todas as estações de análise, independentemente de serem reforçadas com geogrelhas ou não, apresentaram a ocorrência de trincas.

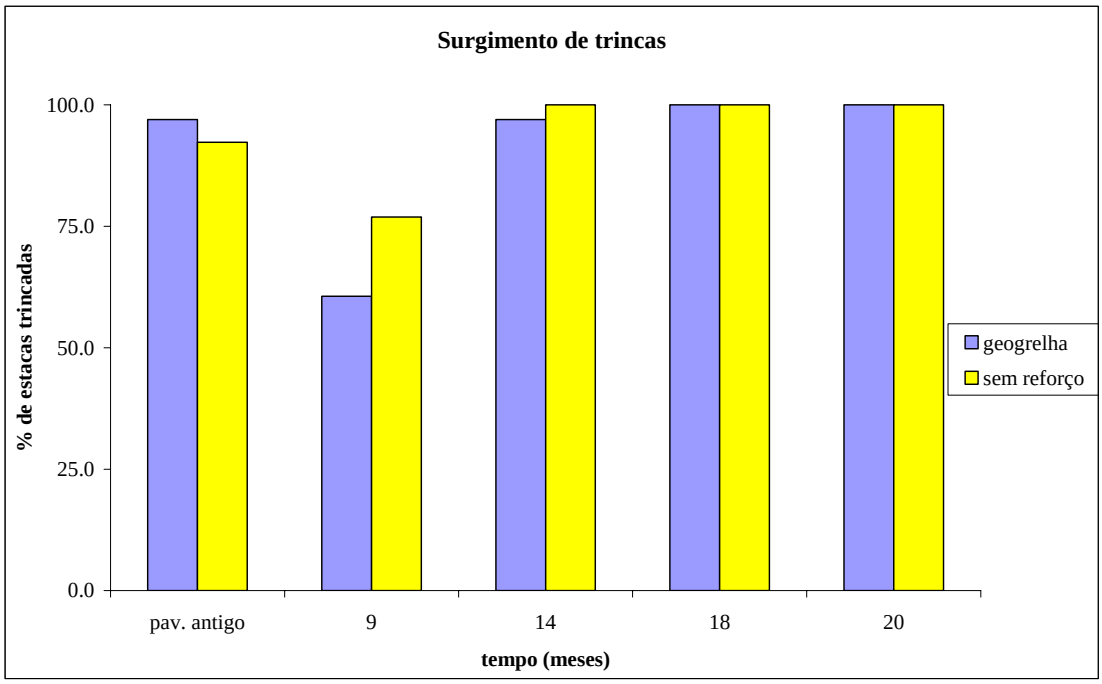


Figura 4.11 - Análise do trincamento FC-1 ao longo do tempo.

A análise da progressão das trincas, isto é, o computo do processo de aumento de comprimento das trincas isoladas até sua interligação e formação de blocos ou trincas tipo "jacaré" foi realizada através do modelo apresentado na equação 4.2. Este modelo apresentou coeficiente de correlação baixo r^2=39%. Mesmo assim este modelo demonstra que o reforço não inibiu a propagação de trincas na superfície do pavimento já que o modelo (Tabela 4.5) mostrou-se dependente apenas do tráfego (N) e da existência de pontos de frenagem e tráfego canalizado (BUS).

$$FC3 = -7.724 + 159.234 \times N + 7.633 \times BUS \qquad (4.2)$$

Tabela 4.5 – Modelo de melhor ajuste para propagação de trincas.

Variável Dependente:	**FC3**
Tamanho da Amostra	2457 elementos
R^2:	39%
F de Snedecor:	148 com p < 1%
Erro Padrão da Estimativa:	14.26

	Coeficiente	**t-Student**	**p-level**
Intercpto	-7.724	-4.744	0%
N	159.234	16.542	0%
BUS	7.633	4.737	0%

O modelo contemplando o surgimento e a propagação de trincas denota que a utilização de geogrelhas apenas nas trilhas de roda em nada interfere no processo de trincamento por

fadiga da camada asfáltica. A Figura 4.12, corroborando com o modelo apresentado na equação 4.2, aponta alta freqüência de defeitos tipo FC-23 nas estações com e sem reforço, tanto que o modelo de melhor ajuste não contempla a presença do reforço.

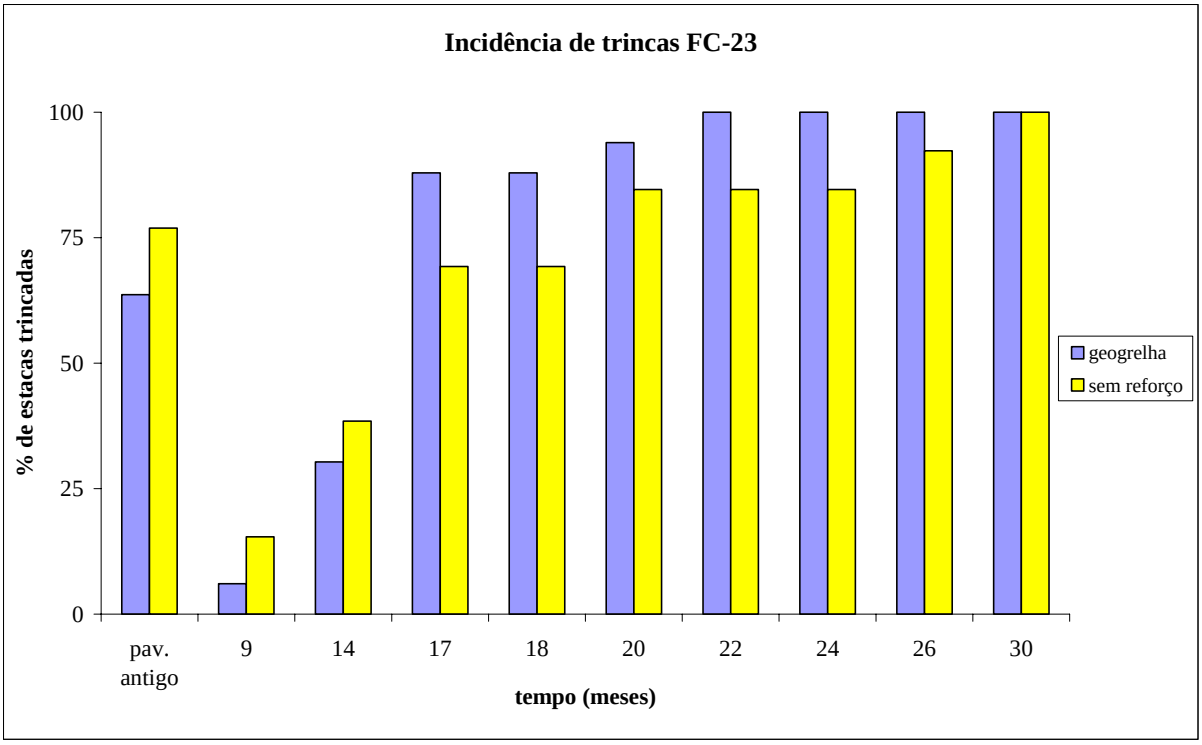


Figura 4.12 - Análise do trincamento (FC-23) ao longo do tempo.

A progressão de trincas no trecho experimental vem ocorrendo de forma acelerada, tanto que no trecho reforçado com geogrelhas, após 22 meses de vida de serviço, todas as estações de análise apresentam a ocorrência de defeitos. Já no trecho de referência, a incidência de defeitos do tipo FC-23 neste mesmo instante de tempo é um pouco menor (85%). Cabe ainda lembrar que o grau de severidade das trincas após 24 meses é inferior ao pavimento original.

Um modelo geral (equação 4.3) mostra as variáveis que condicionam o desempenho dos pavimentos em função do tráfego, envolvendo o início (FC1) e propagação de trincas (FC2, FC3), exsudação (EX), desgaste (D) e presença da geogrelha (REF). O modelo apresentado (Tabela 4.6) mostra que as variáveis são responsáveis pela explicação de 71% das variáveis, demonstrando uma ótima correlação.

$$N = 0.022 + 0{,}011 \times FC1 + 0.001 \times FC2 + 0.010 \times EX + 0.026 \times D + 0.005 \times REF \qquad (4.3)$$

onde:

N – número de repetições do eixo padrão (milhões de repetições);

FC1 – percentagem de área com trincas tipo FC1;

FC2 – percentagem de área com trincas interligadas tipo FC2;

REF – variável do tipo dummy (artificial) que indica a existência de reforço ou não no pavimento, apresentando valores iguais a (1) para a presença da geogrelha e (0) se o pavimento não for reforçado (colocar um texto semelhante a esse para cada uma das variáveis que assumem valores 0 ou 1);

EX – variável do tipo dummy (artificial) que indica a existência de exsudação ou não no pavimento, apresentando valores iguais a (1) para a sua incidência e (0) caso não ocorra;

D – variável do tipo dummy (artificial) que indica a existência de desgaste ou não no pavimento, apresentando valores iguais a (1) para a sua incidência e (0) caso não ocorra;

Tabela 4.6 – Modelo de melhor ajuste para o tráfego.

Variável Dependente:	**N**
Tamanho da Amostra	6453 elementos
R^2:	71%
F de Snedecor:	184 com p < 1%
Erro padrão da estimativa:	0.04

	Coeficiente	**t-Student**	**p-level**
Intercpto	-7.724	-4.744	0%
FC1	159.234	16.542	0%
FC2	7.633	4.737	0%
EX	0.010	2.229	3%
D	0.026	5.365	0%
REF	0.005	1.203	13%

Assumindo valores típicos para o modelo da equação 4.3, o trecho com geogrelhas apresenta um acréscimo de capacidade de tráfego de 2% com relação ao trecho não reforçado, mostrando mais uma vez que o teste não apresentou resultados condizentes com o benefício esperado no que se refere ao combate do trincamento por reflexão.

Dentre todas as análises, a que apresenta resultados mais promissores têm relação aos afundamentos nas trilhas de rodas, já que este mecanismo de deterioração é preponderante no trecho em análise. As Figuras 4.13 e 4.14 apresentam a ocorrência de afundamentos plásticos nas trilhas de roda no pavimento antigo e no pavimento restaurado ao longo dos 30 meses de monitoração.

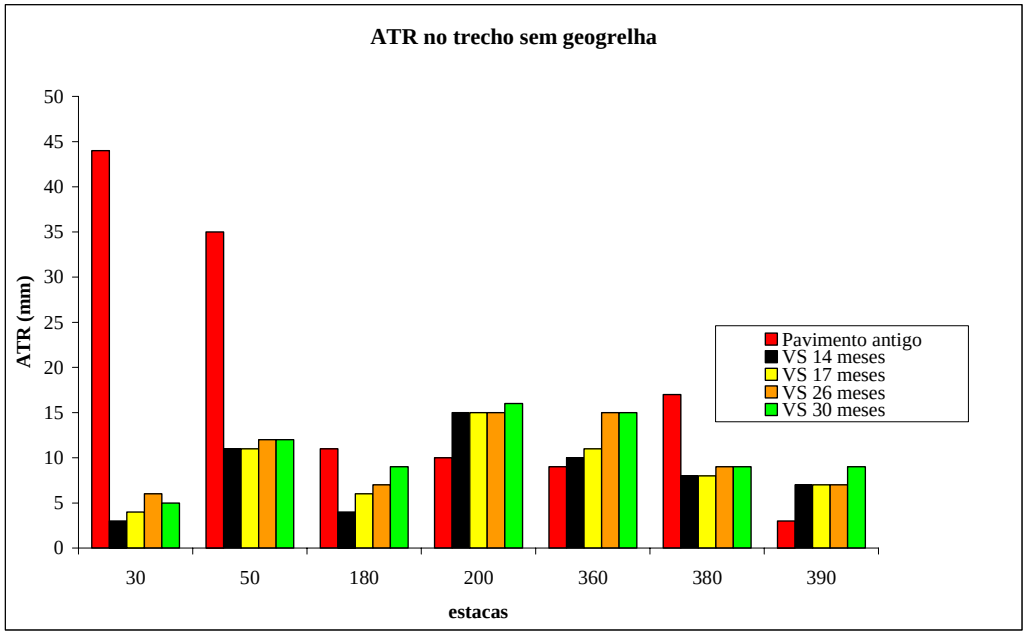


Figura 4.13 – Ocorrência de ATR nos trechos sem geogrelhas.

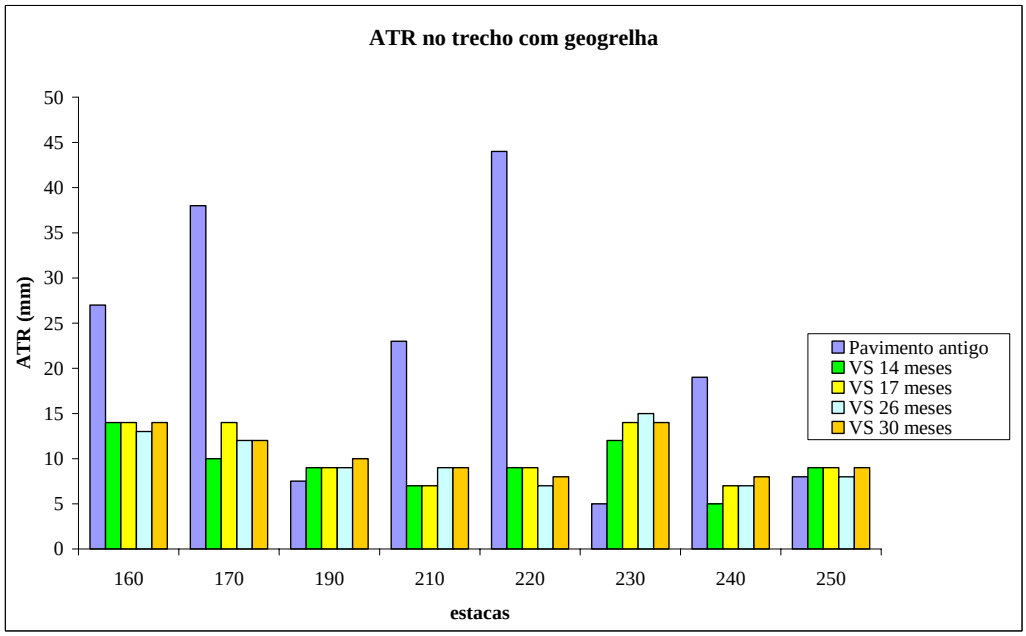


Figura 4.14 – Ocorrência de ATR nos trechos reforçados com geogrelhas.

A inserção das geogrelhas poliméricas se deu nos locais que apresentavam maiores afundamentos plásticos, sendo que antes da fresagem do pavimento estes locais selecionados apresentavam 1,3 vez mais afundamentos nas trilhas de rodas. A avaliação dos afundamentos nas trilhas de rodas no trecho experimental foi realizada durante 30 meses (Figura 4.15).

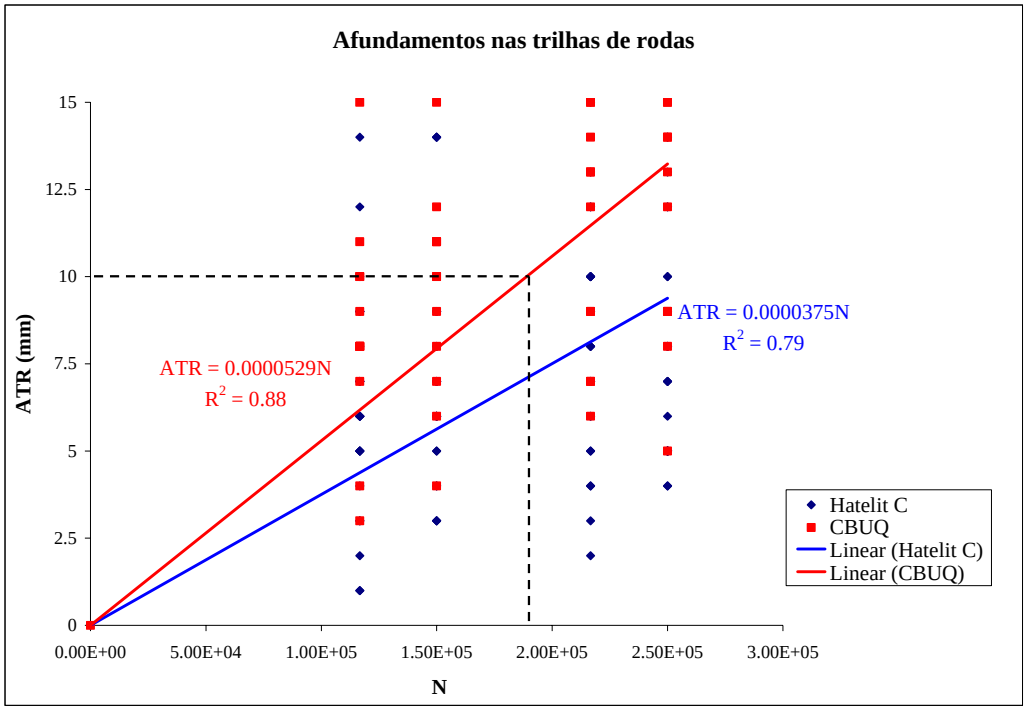


Figura 4.15 – Ocorrência de ATR no trecho experimental.

A proposição de um fator de efetividade no combate as deformações plásticas (F_{ATR}) baseado nos dados de monitoração (Figura 4.15) pode ser expresso pela expressão da equação 4.4, onde se definiu como flecha máxima admissível na trilha de roda 10 mm.

$$F_{ATR} = \frac{N_{10}^{HATELIT}}{N_{10}^{CBUQ}} = \frac{266666}{189036} = 1{,}41 \qquad (4.4)$$

O beneficio alcançado pelas geogrelhas poliméricas é de 1,41 vez, valor considerável já que o mecanismo de deterioração preponderante nesta via são os afundamentos plásticos e pela literatura as geogrelhas não apresentam potencial de redução deste mecanismo.

Entretanto, o mesmo não pode ser observado quanto ao surgimento e propagação de trincas. A ineficiência das geogrelhas no combate ao trincamento por reflexão poderia ser evitadas se o trecho contemplasse a inserção do reforço em toda a largura da pista melhorando a ancoragem e distribuição de tensões da geogrelha polimérica.

Além das geogrelhas poliméricas, foi testada a eficiência das grelhas metálicas em três rodovias em serviço.

4.3. Linha Amarela - 2002

A via urbana denominada de linha amarela situada no Rio de Janeiro foi aberta ao tráfego no final de 1998, sofrendo sua primeira intervenção de manutenção após pouco mais de quatro anos em serviço. Nesta restauração, a concessionária administradora da via em conjunto com uma empresa fabricante de grelhas metálicas resolveu testar a inserção destas na interface entre o pavimento trincado e a nova camada asfáltica, no combate aos afundamentos plásticos, principal mecanismo de deterioração atuante na via.

O trecho é composto por duas pistas e três faixas de tráfego, sendo o trecho de teste realizado na faixa 3, sentido Ilha do Fundão – Barra da Tijuca, apresentando um volume diário médio de tráfego de 40000 veículos ao longo das três faixas. A maior ocorrência de tráfego de caminhões e veículos comerciais é na faixa 3, onde a velocidade máxima permitida é de 80 km/h (Figura 4.16). Por tratar-se de um ponto crítico na via, onde a incidência de afundamentos plásticos é constante desde sua abertura ao tráfego, optou-se pelo teste com as grelhas metálicas Road Mesh®.



Figura 4.16 - Trecho experimental com grelha metálica.

O trecho experimental contemplando a inserção de grelhas de reforço foi executado em abril de 2002, passando a integrar esta pesquisa dois meses após sua execução, não sendo

possível registrar o processo executivo de instalação do reforço, os defeitos existentes na via e planejar o desenvolvimento do trecho, prejudicando sua avaliação. Assim, o reforço metálico foi executado na região da abolição, conhecida por uma região de mangue, entre as estacas 3072+5 e a estaca 3076 (Figura 4.17).

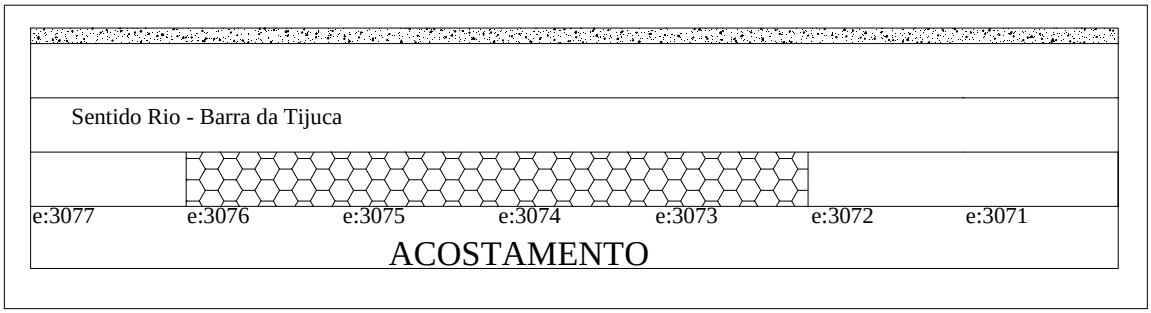


Figura 4.17 - Esquema do trecho experimental na Linha Amarela.

A pista experimental tem extensão de 120 m, sendo o reforço metálico instalado em 75 m (entre as estacas 3072+5 a 3076), nos demais 45 m de extensão utilizou-se uma nova camada asfáltica. Além disso, a faixa 2 foi restaurada na mesma época sem a inserção do reforço metálico.

O projeto de restauração do pavimento previu a fresagem da camada asfáltica existente com espessura de 8 cm. Após, aplicou-se o reforço metálico nos locais indicados, sendo este recoberto por uma nova camada asfáltica de 8 cm de espessura atendendo a faixa C do DNIT [63]. A instalação da grelha metálica foi acompanhada pelo fabricante e seguiu as especificações por este preconizada, sendo que a fixação da grelha no pavimento fresado foi realizada através de grampos, conforme relato dos envolvidos. Infelizmente, dados a respeito do projeto de misturas asfálticas e estrutura do pavimento existente não foram fornecidos, bem como fora impossível auscultar a estrutura do trecho devido ao elevado volume de tráfego na via, conforme determinação do Centro de Controle de Operações da LAMSA/S.A.

Os registros do monitoramento realizado que mostra o aparecimento de defeitos na superfície ao longo do tempo e a progressão dos defeitos em trechos reforçados com grelhas metálicas são apresentados no Anexo III.

Nas primeiras inspeções realizadas no trecho experimental a superfície do pavimento apresentava-se isenta de defeitos. O trecho restaurado pode ser visualizado na Figura 4.18.



Figura 4.18 - Trecho experimental na linha amarela após sete meses de serviço.

O surgimento das primeiras trincas em pontos localizados, ocorreu exatamente 13 meses após a restauração do pavimento, sendo as trincas classificadas como tipo FC-1, trincas transversais e longitudinais isoladas. Um esquema das trincas encontradas no trecho é apresentado na Figura 4.19.

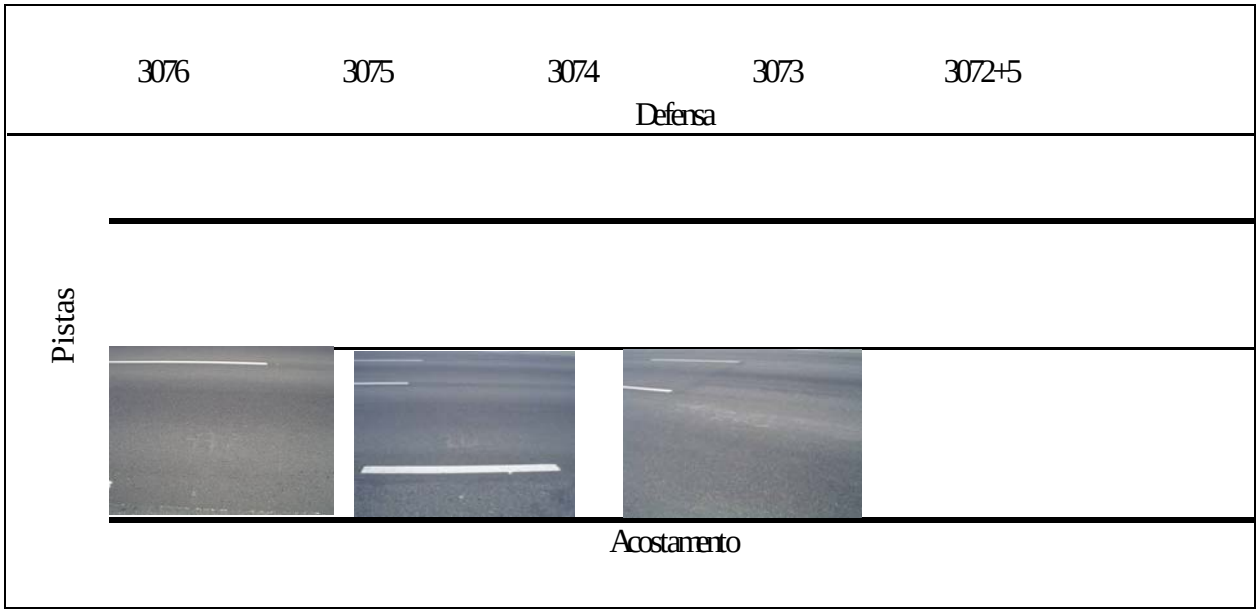


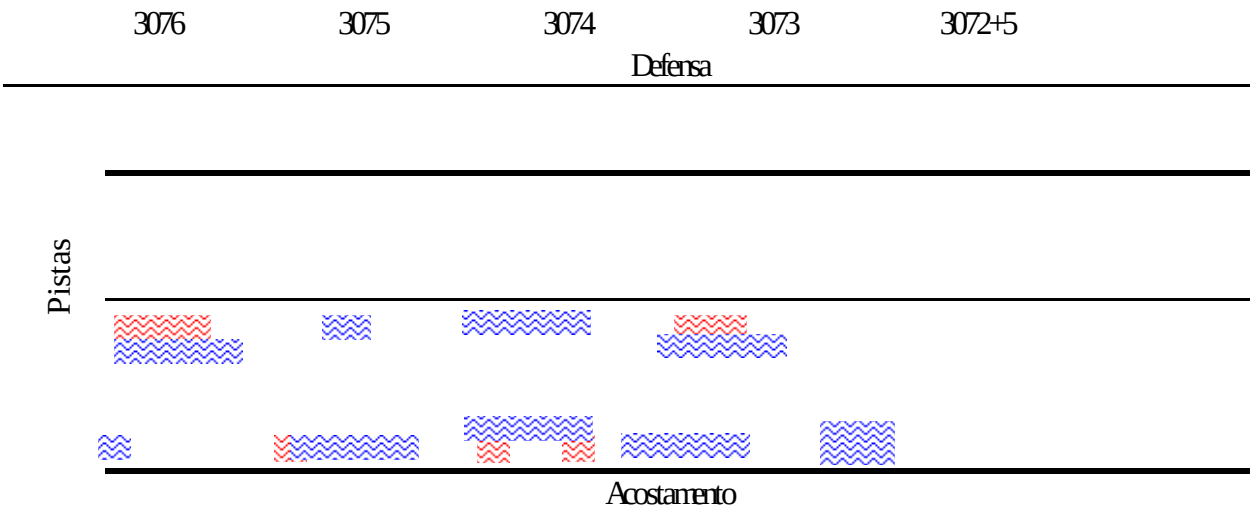
Figura 4.19 - Esquema da condição do pavimento da LAMSA (maio de 2003).

Da avaliação realizada com dezoito meses de idade, pode-se perceber a maior incidência de trincas tipo FC-1, em todas as estacas, bem como o aparecimento de trincas tipo FC-2. A maior incidência destes defeitos aconteceu nas trilhas de rodas acompanhadas de deformações (Figura 4.20).



Figura 4.20 - Defeitos encontrados no trecho experimental após 18 meses de serventia.

A Figura 4.21 apresenta um esquema da evolução das trincas ao longo da vida de serviço no trecho experimental, do qual se percebe a considerável evolução das trincas no período de 13 meses. Já no trecho não reforçado, o surgimento das trincas ocorreu apenas 18 meses após a intervenção de restauração. A faixa 2, não reforçada apresenta também a ocorrência de defeitos após 18 meses de idade.



avaliação de maio de 2003. avaliação de outubro de 2003.

Figura 4.21 - Esquema da evolução das trincas na linha amarela.

Aos 23 meses de serviço ficou evidente a alta incidência e evolução de defeitos observados no trecho experimental com a presença de trincas interligadas e afundamentos plásticos (Figura 4.22).



Figura 4.22 - Defeitos encontrados no trecho após 23 meses de serviço.

Passados aproximadamente 2 anos de vida de serviço, o trecho experimental apresentava trincas tipo FC-23 em todas as estações de avaliação na faixa 3. Mesmo, com menor grau de severidade a faixa 2, de tráfego mais leve, não reforçada com grelhas também apresentava trincas tipo FC-23, comportamento muito diferente dos demais segmentos da linha amarela.

Após 25 meses de serviço à concessionária resolveu efetuar uma nova restauração no trecho, não apenas nos 120 m que compõe o experimento na faixa 3, mas em mais de um quilômetro da via. Contudo, praticamente todas as estações de análise do trecho experimental apresentavam um severo grau de trincamento, com área mínima de trincamento de 20% e afundamentos plásticos, principalmente nas trilhas de rodas. A Figura 4.23 apresenta os defeitos existentes na superfície asfáltica.



Figura 4.23 - Situação do pavimento (após 25 meses de serviço) antes de ser restaurado.

Durante o processo de definição da medida de restauração a ser implementada, muito se questionou a possibilidade de realização de fresagem sobre a grelha metálica, já que muitos técnicos desaconselhavam tal medida, afirmando que a grelha metálica quando executada sofre movimentações verticais ao longo da camada asfáltica sobrejacente e dificilmente não

ocorreriam problemas durante a realização dos serviços de fresagem, já que a grelha poderia estar posicionada a uma profundidade desde 1 até 8 cm do topo da camada. Conforme esta concepção, o correto posicionamento da grelha no interior da camada asfáltica era uma incógnita. Mesmo assim, optou-se pela remoção de 4 cm de espessura do pavimento existente e a recomposição desta mesma espessura com concreto betuminoso usinado à quente com ligante asfáltico CAP 50/70. A Figura 4.24 apresenta o processo de fresagem do pavimento antigo.



Figura 4.24 - Fresagem no pavimento reforçado com grelha metálica.

Ao contrário do que se pensava, o que se professava não se confirmou, pois a fresagem da camada asfáltica reforçada com grelhas metálicas transcorreu sem problema algum e em nenhum instante foi observada a movimentação da mesma. Após a fresagem, a maioria dos defeitos desapareceu, comprovando que a existência do trincamento na superfície era decorrente dos afundamentos plásticos encontrados nas trilhas de roda. Ainda assim, algumas trincas foram vistas na superfície fresada (Figura 4.25).



Figura 4.25- Fresagem e posterior remoção do concreto asfáltico na estaca 3075+15.

Em função do grau de trincamento “jacaré” na estaca 3075+15, a camada asfáltica remanescente foi removida de forma a investigar o problema. A remoção foi efetuada e a grelha metálica estava posicionada exatamente a 8 cm do topo da camada asfáltica, comprovando a eficiência do processo de instalação das grelhas. Percebeu-se que a camada asfáltica original, abaixo da grelha metálica, encontrava-se trincada e muito desgastada, além de estar completamente úmida, refletindo a existência de problemas de drenagem; já a grelha metálica mesmo estando íntegra aparentava um início de oxidação.

Depois de realizada a fresagem e limpeza do pavimento remanescente, procedeu-se à pintura de ligação e posterior execução da nova camada asfáltica (Figura 4.26).



Figura 4.26 - Etapas para a execução da nova camada asfáltica.

Após esta nova intervenção, o monitoramento da via continuou sendo realizado, observando-se o surgimento dos primeiros defeitos no trecho com grelha metálica (trincas FC-1) 3 meses após a restauração do pavimento reforçado (Figura 4.27). Já a faixa 2, foi restaurada após 28 meses de vida de serviço, acusando realmente uma séria deficiência estrutural neste pavimento, pois mesmo com o tráfego mais leve, esta via rápida teve desempenho ruim (pouco mais de 2 anos).



Figura 4.27 - Trincamento existente na via três meses após a restauração.

A medida de restauração adotada na faixa 2 foi à mesma anteriormente adotada na faixa 3: fresagem e recomposição com espessura de 4 cm.

Na faixa 3, após 5 meses de vida de serviço, ocorreu o surgimento de mais trincas isoladas e a progressão de outras, tanto no trecho com grelha metálica como no trecho de referência (Figura 4.28). Já na faixa 2, trecho recentemente restaurado era visível o surgimento de trincas.



Figura 4.28 - Estado da via após cinco meses de vida de serviço.

De uma maneira geral, percebeu-se que o trecho experimental na faixa de tráfego pesado apresentava vida de serviço de aproximadamente 2 anos, independentemente da existência ou não de grelha metálica. Já o trecho não reforçado na faixa de tráfego mais leve teve uma durabilidade de dois e quatro meses, sendo que na faixa 3 passados 5 meses da segunda intervenção a incidência de defeitos era demasiadamente alta.

Na tentativa de analisar o trecho experimental em questão, buscou-se relacionar os resultados obtidos durante o monitoramento com algumas evidências de campo e comentários feitos pelos técnicos da LAMSA S.A., já que os registros sobre o trecho em questão inexistem.

A Tabela 4.7 apresenta alguns resultados encontrados durante o monitoramento do trecho experimental e servem de base para a avaliação do trecho. Os levantamentos completos podem ser vistos no Anexo III.

Tabela 4.7 - Levantamento de defeitos no trecho experimental na Linha Amarela.

FC1	FC23	ATP	Panela	Tempo (meses)	Trafego (Million)	Faixa 2 (se Faixa 3 = 0)	Restaurado	Reforço	HR
0	0	0	0	0	**0**	1	0	0	**8**
0	0	0	0	13	0.585	1	0	0	**8**
0	0	0	0	18	0.81	1	0	0	**8**
5	0	0	0	23	1.035	1	0	0	8
10	0	0	0	25	1.125	1	0	0	**8**
0	0	0	0	3	0.135	1	1	0	**4**
0	0	0	0	5	0.225	1	1	0	**4**
0	0	0	0	11	0.495	1	1	0	**4**
0	0	0	0	0	**0**	1	0	0	**8**
0	0	0	0	13	0.585	1	0	0	**8**
0	0	0	0	18	0.81	1	0	0	**8**
0	0	0	0	23	1.035	1	0	0	8
0	0	1	0	25	1.125	1	0	0	**8**
0	0	0	0	3	0.135	1	1	0	**4**
0	0	0	0	5	0.225	1	1	0	**4**
0	0	0	0	11	0.495	1	1	0	**4**
0	0	0	0	0	**0**	1	0	0	**8**
0	0	0	0	13	0.585	1	0	0	**8**
5	0	0	0	18	0.81	1	0	0	**8**
10	10	0	0	23	1.035	1	0	0	8
10	15	0	0	25	1.125	1	0	0	**8**
0	0	0	0	3	0.135	1	1	0	**4**
0	0	0	0	5	0.225	1	1	0	**4**
0	0	0	0	11	0.495	1	1	0	**4**

A análise deste trecho experimental baseia-se nos levantamentos de campo. Assim sendo, das 14 estações de análise, com 20 m de extensão ao longo de toda da faixa de tráfego, 5 seções têm reforço metálico e 9 são de referência.

A inexistência de parâmetros fundamentais para a concepção de um trecho experimental, tais como o conhecimento da estrutura do pavimento existente, levantamentos deflectométricos e características da mistura asfáltica, dificulta o diagnóstico do trecho experimental. Contudo, os levantamentos realizados permitem a busca por correlações que possam explicar o comportamento dos materiais e técnicas testadas no combate as deformações plásticas.

Uma tentativa inicial de modelar o surgimento de trincas no trecho experimental (equação 4.5) contemplou a ação do tráfego (N), ocorrência de afundamentos plásticos (AP) e a ação das grelhas metálicas (RM). Embora o coeficiente de correlação deste modelo tenha se mostrado alto r^2=73%, o modelo não consegue explicar a formação das trincas já que a presença das grelhas metálicas tem probabilidade de 75% de não explicar o fenômeno.

$$FC1 = 0.244 + 5.997 \times AP + 1.972 \times N - 0.241 \times RM \quad (4.5)$$

onde:

N – número de repetições do eixo padrão (milhões de repetições);

RM – variável do tipo dummy (artificial) que indica a existência de reforço ou não no pavimento, apresentando valores iguais a (1) para a presença da grelha e (0) se o pavimento não for reforçado;

AP – variável do tipo dummy (artificial) que indica a existência de afundamentos plásticos ou não, apresentando valores iguais a (1) para a ocorrência de afundamentos e (0) se a estação de análise não apresentar afundamentos.

Assim, o modelo que melhor representa o surgimento das trincas é apresentado pela equação 4.6 e Tabela 4.8.

$$FC1 = 0.209 + 5.967 \times AP + 1.942 \times N \quad (4.6)$$

Tabela 4.8 – Modelo para o surgimento de trincas.

Variável Dependente:	**FC1**
Tamanho da Amostra	2108 elementos
R^2:	73%
F de Snedecor:	146 com p < 1%
Erro Padrão da Estimativa:	3.38

	Coeficiente	**t-Student**	**p-level**
Intercpto	0.209	0.456	64%
AP	5.967	8.743	0%
N	1.942	6.939	0%

O modelo estatístico com coeficiente de correlação r^2=73% mostra que a presença das grelhas metálicas não retardou o surgimento das trincas, as quais são governadas principalmente pelos afundamentos plásticos.

A Figura 4.29 mostra o acompanhamento do surgimento de defeitos ao longo do tempo nas três faixas de tráfego inventariadas ao longo da pesquisa. Para esta análise foi considerada a percentagem de estações de análise que apresentavam trincas ao longo do tempo.

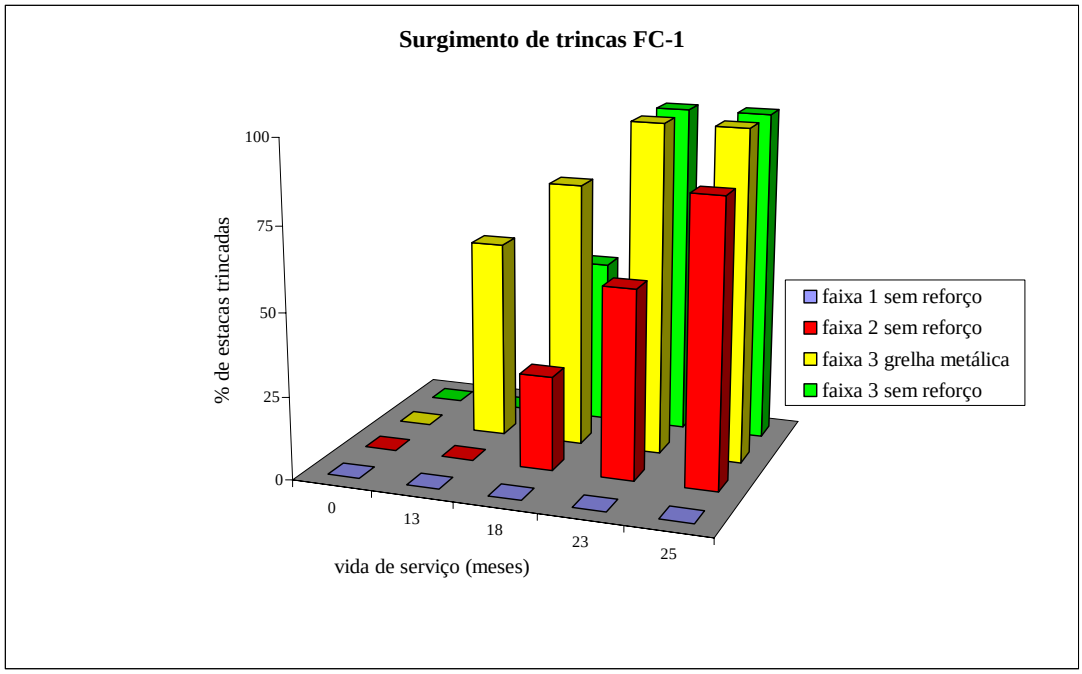


Figura 4.29 - Análise do surgimento de defeitos no trecho experimental.

A faixa 1, restaurada com uma camada de concreto asfáltico convencional, não apresentou qualquer tipo de anomalia ao longo destes 2 anos de vida de serviço, mostrando características muito distintas das demais faixas, principalmente pela diferente magnitude de tráfego atuante. Por ser uma pista rápida, a atuação de veículos comerciais é muito baixa, portanto, é um erro crasso fazer comparações do desempenho desta faixa de tráfego com as demais.

Pode-se observar na Figura 4.29 que a faixa 3, reforçada com grelha metálica, apresenta o surgimento de defeitos muito antes que no trecho sem reforço, denotando a ineficiência do reforço no combate ao trincamento sendo que os defeitos inicialmente observados na superfície do pavimento foram às trincas isoladas nas trilhas de roda.

O modelo apresentado na equação 4.7 apresenta um ótimo coeficiente de correlação r^2=72%, novamente mostrando a ineficiência do reforço metálico (Tabela 4.9).

$$FC3 = -0.013 + 8.469 \times AP + 1.129 \times N \qquad (4.7)$$

Tabela 4.9 – Modelo para a progressão de trincas.

Variável Dependente:	FC3
Tamanho da Amostra	2108 elementos
R^2:	72%
F de Snedecor:	140com p < 1%
Erro Padrão da Estimativa:	3.74

	Coeficiente	t-Student	p-level
Intercpto	-0.013	0.503	60%
AP	8.469	11.235	0%
N	1.129	3.653	0%

O modelo apresentado na equação 4.7 comprova a ineficiência do reforço metálico. Independentemente da avaliação do modelo, isto já era esperado, pois o trecho teve que ser restaurado após 2 anos de serviço, período de tempo inaceitável para uma camada asfáltica com espessura de 8 cm. Uma avaliação adicional da evolução do trincamento foi realizada através do índice de acréscimo de área de progressão das trincas tipo FC-23. A Figura 4.30 mostra o desempenho das faixas 1 e 2 que não tiveram a inclusão do reforço metálico e a faixa 3 onde foram testadas as grelhas metálicas e um trecho de referência.

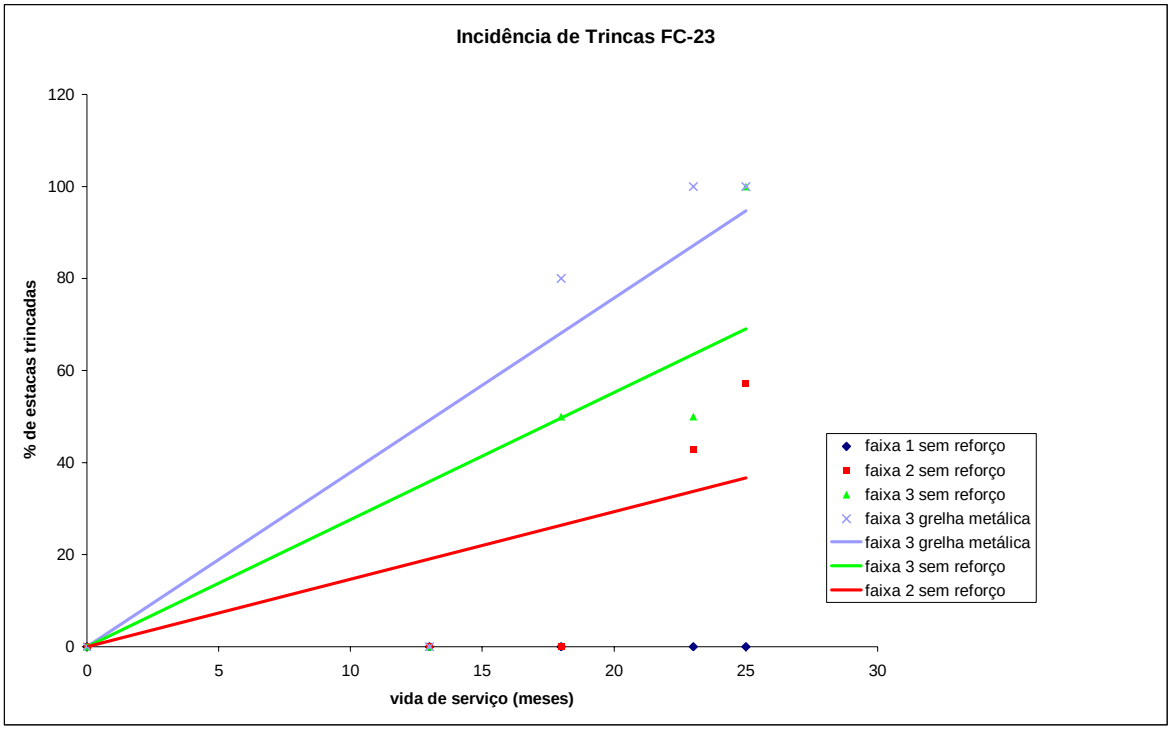


Figura 4.30 - Incidência de trincas tipo FC-23 no trecho experimental.

A Figura 4.30 comprova a inexistência de comparações entre as distintas faixas, sendo que a faixa 2 poderia ser adequadamente analisada caso tivesse uma área reforçada com grelhas. Da análise da progressão de trincas na faixa 3, mais uma vez fica claro que a utilização de grelhas metálicas não foi eficiente já que as trincas FC-23 apresentam uma taxa

de progressão maior nos trechos reforçados. Contudo, após 2 anos de serviço, ambos os trechos (com e sem reforço) apresentaram trincas FC-23 principalmente nas trilhas de roda (Figura 4.31).



Figura 4.31 - Padrão de trincamento no trecho reforçado ao final da vida de serviço.

Uma análise foi realizada no intuito de verificar a ocorrência de afundamentos plásticos nas trilhas de roda, mecanismo a ser combatido neste teste, conforme o modelo da equação 4.8 que apresenta um coeficiente de correlação de 72% (Tabela 4.10).

$$AP = -0.020 + 0.053 \times FC23 + 0.139 \times P + 0.005 \times N + 0.110 \times RM \quad (4.8)$$

onde:

FC23 – percentagem de trincas interligadas observadas no trecho;

P – percentagem de panelas encontradas nas estações de análise.

Tabela 4.10 – Modelo de ocorrência de deformações plásticas.

Variável Dependente:	**AP**
Tamanho da Amostra	4106 elementos
R^2:	72%
F de Snedecor:	74 com p < 1%
Erro Padrão da Estimativa:	3.03

	Coeficiente	**t-Student**	**p-level**
Intercpto	-0.020	-0.468	1%
FC23	0.053	8.944	0%
P	0.139	3.940	0%
N	0.005	0.176	1%
RM	0.110	1.614	0%

O modelo estatístico comprova que a inserção das grelhas metálicas não teve impacto no desempenho da pista teste no combate as deformações plásticas, ocasionando inclusive uma maior velocidade de deterioração. A Figura 4.32 mostra uma análise adicional.

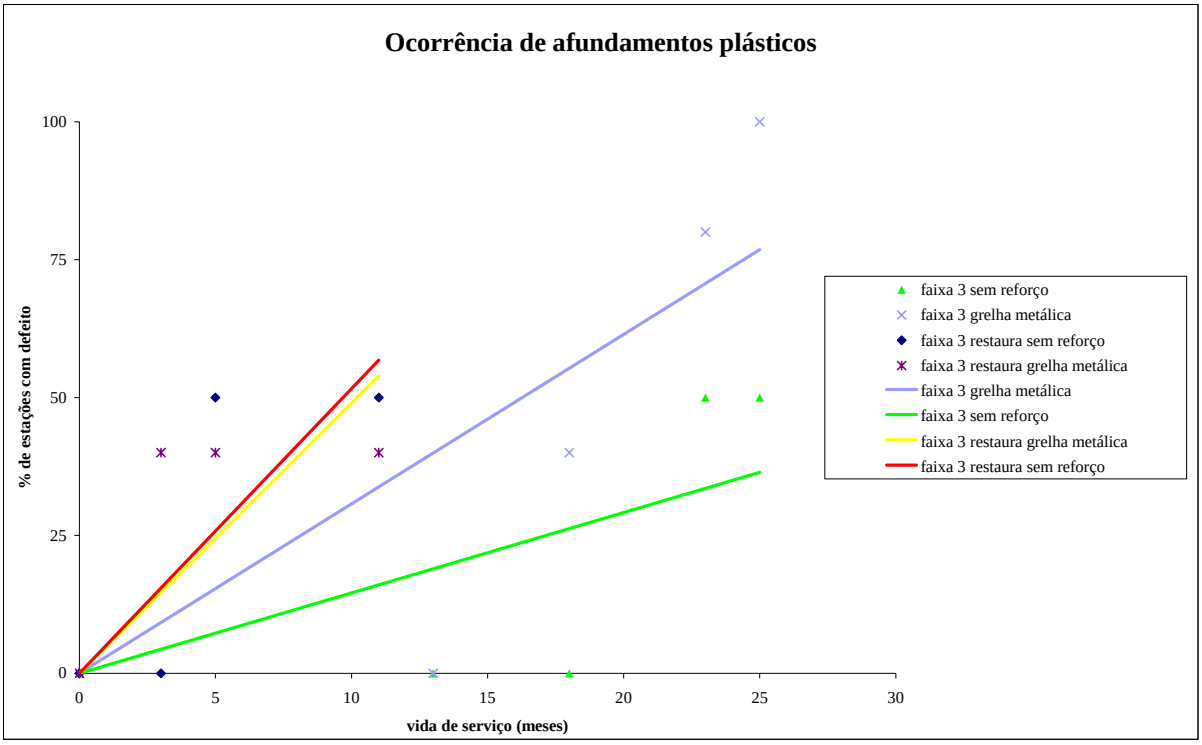


Figura 4.32 - Ocorrência de afundamentos plásticos no trecho experimental.

Novamente, se confirma a ineficiência das grelhas metálicas no combate aos mecanismos de degradação atuantes no trecho da linha amarela, neste caso os afundamentos plásticos. Tem-se como atenuante o fato de que, 10 meses após a segunda restauração, a ocorrência de afundamentos plásticos é mais pronunciada que nas intervenções anteriores. Entretanto, deve-se tomar cuidado na interpretação deste trecho experimental que apresentou falha de planejamento e foi equivocadamente utilizado em uma região inapta. Isso pode ser percebido através dos relatos de pessoas ligadas à concessionária, as quais afirmam que devido às condições especiais de operação da via, o trecho em questão não pode ser interrompido por muito tempo (24 horas), impossibilitando assim intervenções de reconstrução nas camadas de fundação deste pavimento. Este fato motivou a utilização de grelhas metálicas neste trecho em substituição à reconstrução localizada. Desta forma, não se deve rotular esta técnica ou extrapolar o desempenho deste teste.

Conclui-se deste experimento que a utilização de um material ou técnica de pavimentação deve ser realizada de forma cautelosa observando-se as características e limitações da técnica selecionada no combate aos mecanismos de deterioração atuantes no pavimento, ficando claro que a execução de uma nova camada asfáltica não é a solução para todos os problemas das rodovias brasileiras. A camada de revestimento apenas reflete os erros ou incoerências realizadas nas camadas subjacentes, por ser ela a camada mais superficial.

As maiores contribuições deste trecho experimental dizem respeito à necessidade de planejamento de um trecho experimental e à possibilidade de fresagem sobre uma camada asfáltica reforçada com grelha metálica. Esta foi testada e aprovada durante a segunda intervenção de restauração no trecho experimental, através da fresagem da camada asfáltica que recobria a grelha metálica. Foi removida uma espessura de 4 cm ficando a grelha metálica recoberta por uma espessura asfáltica de 4 cm. Após a fresagem observou-se que a grelha estava corretamente posicionada sem a ocorrência das temidas ondulações “geradas” pela dificuldade de instalação do reforço em conjunto com a ação dos equipamentos da obra. Atesta-se assim, a possibilidade de fresagem e reciclagem em um pavimento reforçado com grelhas metálicas.

As grelhas metálicas também foram testadas sob o mesmo mecanismo de atuação na Rodovia Presidente Dutra, BR-116/SP.

4.4. Rodovia Presidente Dutra – BR-116/SP - 2002

Inaugurada em 19 de janeiro de 1951 a rodovia Presidente Eurico Gaspar Dutra, responsável pela principal ligação terrestre entre São Paulo e Rio de Janeiro, é parte integrante da história da engenharia rodoviária brasileira. Foi concedida à iniciativa privada em 1996 e desde a sua construção e posterior duplicação, na década de 60, apresenta trechos tidos como críticos (por exemplo, a região do “banhado de Jacareí”).

Por iniciativa da concessionária administradora da rodovia idealizou-se um trecho experimental na região do banhado de Jacareí contemplando a inserção de grelhas metálicas

no interior da camada asfáltica no intuito de combater às deformações responsáveis pela deterioração do trecho. O trecho selecionado para o teste apresenta condições adversas, localizado numa região de solo silto-argiloso mole com espessura variável entre 4 e 8 metros que sofre constantes recalques e exigem a realização rotineira de intervenção no pavimento.

Nesta região, qualquer tipo de solução adotada tem apresentado pequena durabilidade. A estrutura deste pavimento é muito suscetível ao comportamento do subleito, e historicamente sofre recalques acentuados, ocasionando a degradação acelerada do pavimento. Essa constatação pode ser evidenciada pela condição do pavimento antes da realização desta pista experimental, Figura 4.33.



Figura 4.33 - Condição do pavimento existente na BR-116/SP antes da aplicação do reforço.

O trecho inicialmente idealizado localiza-se no km 164 da pista norte, sentido São Paulo - Rio de Janeiro, sendo o reforço metálico executado em uma extensão de 200 m nas duas faixas de tráfego e contendo uma seção de referência, em concreto asfáltico convencional, nos seguintes 100 m de extensão (Figura 4.34). O teste foi realizado no mês de fevereiro de 2002, inicialmente sendo fresada uma espessura de 8 cm do pavimento existente, após instalando-se as grelhas metálicas, que foi recoberta por uma nova camada asfáltica de 8 cm. Já no trecho de referência, o procedimento e espessura asfáltica foram idênticos, porém sem a presença da citada grelha.

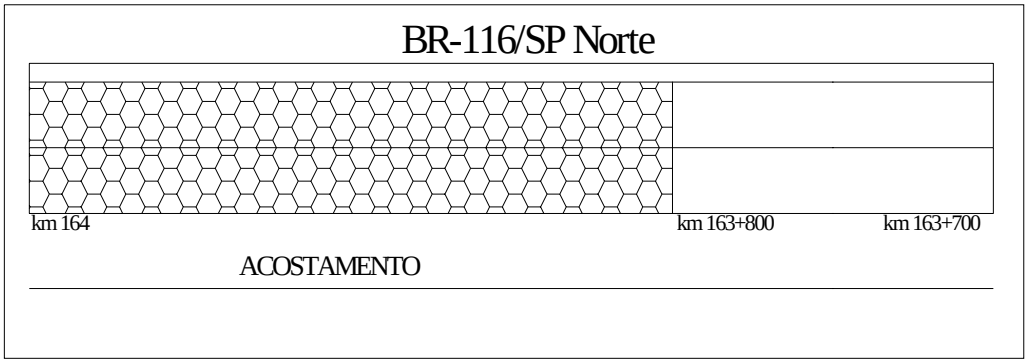


Figura 4.34 - Esquema do trecho experimental na BR-116/SP.

De forma a caracterizar o trecho experimental, o volume diário médio de tráfego atuante na pista norte da via Dutra é de 22.400 veículos, com uma taxa de veículos comerciais superior a 40%. Assim, o número anual de repetições do eixo padrão de 8,2 toneladas estimado é de 28,2 milhões na faixa de tráfego pesada.

O processo de instalação das grelhas metálicas de reforço requer alguns cuidados especiais, que são determinantes no seu desempenho. Como a equipe de pavimentação estava executando este serviço pela primeira vez, o fornecedor do produto acompanhou a instalação, garantido o cumprimento de todas as etapas recomendadas. A execução da restauração foi iniciada pela fresagem do pavimento antigo. A Figura 4.35 apresenta a condição do pavimento existente.



Figura 4.35 - Grau de deterioração do pavimento a ser restaurado.

Após a fresagem, a superfície apresentava algumas irregularidades decorrentes das sucessivas medidas de manutenção, as quais foram corrigidas pela execução de uma camada asfáltica delgada de regularização, impedindo, desta forma, que as imperfeições remanescentes no pavimento fresado pudessem provocar movimentações verticais na grelha durante seu recobrimento (Figura 4.36).



Figura 4.36 - Regularização da camada asfáltica fresada.

Com a devida regularização do pavimento, partiu-se para a colocação da grelha, tomando muito cuidado com o desenrolamento, que deve ser feito mantendo-se a curvatura

natural do material. Após a colocação da grelha metálica, fez-se a compactação estática (1 ou 2 passadas) para remover as tensões remanescentes na malha, Figura 4.37.



Figura 4.37 - Colocação da grelha mantendo-se a curvatura natural.

A grelha metálica de reforço necessita ser fixada no pavimento antigo, evitando a ocorrência de movimentações, que podem ser geradas pelo tráfego de equipamentos durante a execução das próximas camadas. A fixação pode ser feita com pregos, clipes ou ganchos, na malha (barra simples). O sistema de fixação, ilustrado na Figura 4.38, é composto por grampos com ranhuras que aumentam a aderência entre o grampo e a camada asfáltica. Este processo de fixação com grampos apresentou desempenho insatisfatório repetindo o problema observado em outras rodovias. A fixação com grampos não têm assegurado êxito no Brasil e EUA, pois o calor e a rigidez do concreto asfáltico impedem boa aderência à superfície asfáltica. Sugere-se a utilização do dispositivo de fixação adotado na Europa, executando-se uma camada de lama asfáltica sobre a grelha, garantindo uma boa aderência e facilitando a execução da camada de recobrimento.

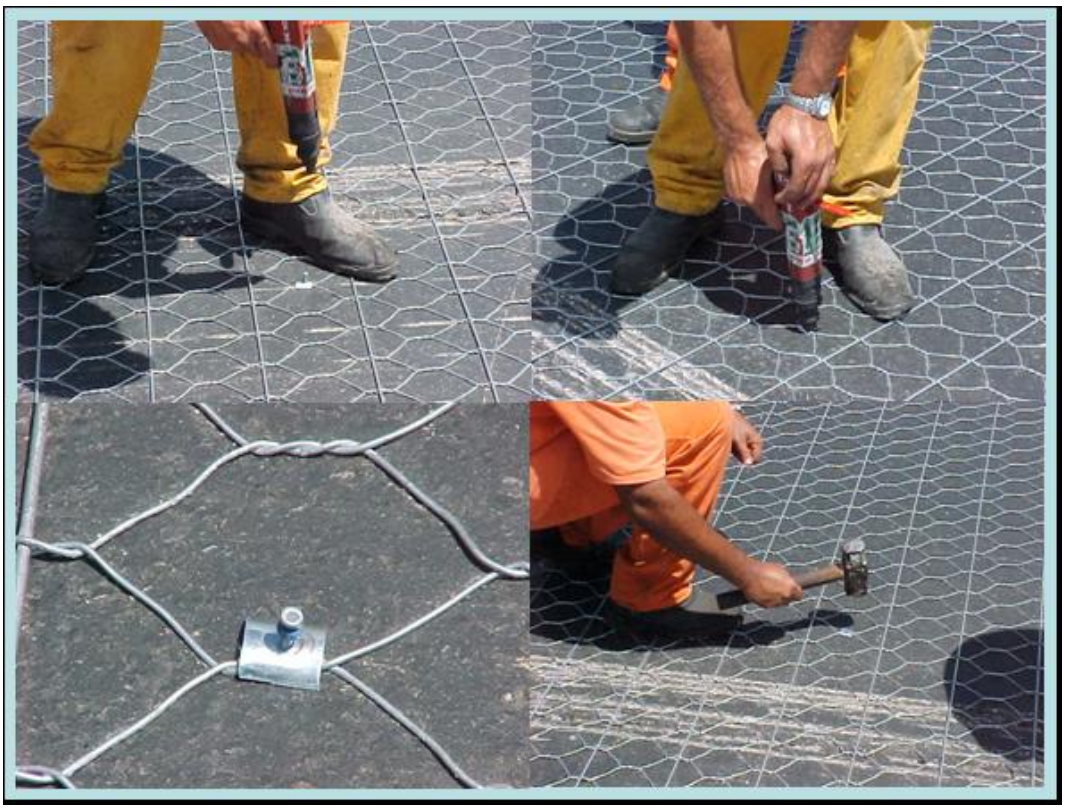


Figura 4.38 - Sistema de fixação da grelha metálica por grampos.

Deve-se ter cuidado especial com a fixação, evitando assim a ondulação da grelha metálica, o arrancamento pelos equipamentos envolvidos na execução do revestimento, o afloramento da malha na superfície do pavimento e a redução da transferência de tensões para o pavimento antigo.

Uma vez que o reforço fora aplicado nas faixas de tráfego, fez-se a ancoragem da grelha pela sobreposição das malhas. Conforme as indicações do fabricante, tanto o transpasse longitudinal como o transversal deve ter o comprimento entre uma e duas malhas. A sobreposição deve ser executada sempre no sentido do tráfego (montante sobre jusante), Figura 4.39.

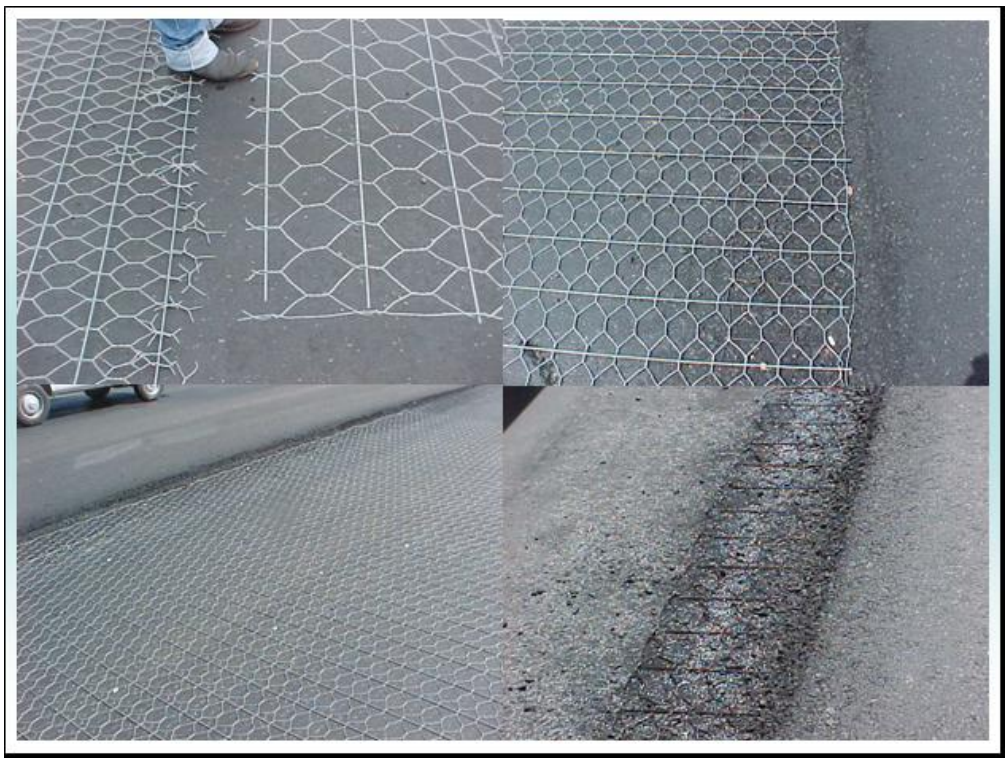


Figura 4.39 - Detalhamento das juntas longitudinais e transversais.

Após a devida fixação aplicou-se a pintura de ligação, que promove a aderência entre as camadas asfálticas. Usualmente, são utilizadas as emulsões asfálticas catiônicas, com taxa de 0,5 l/m^2, Figura 4.40.



Figura 4.40 - Pintura de ligação do trecho experimental com grelhas metálicas.

O processo de fixação do reforço adotado no Brasil torna a pavimentação mais lenta e cuidadosa, requerendo o acréscimo de uma etapa após a pintura de ligação o “salgamento” da superfície, que pode ser efetuado com a própria mistura retirada da vibroacabadora. Esta prática evita o arrancamento da grelha pelos pneus do caminhão e pela esteira da vibroacabadora. Porém, ela é questão de muitas dúvidas, tanto no desempenho posterior da camada, quanto na aderência e homogeneidade das camadas. Esta etapa pode ser substituída pela execução de uma camada de lama asfáltica, que garante a aderência entre as camadas e reduz a ocorrência de problemas durante a pavimentação, além de facilitar no futuro a retirada da grelha metálica já que esta permanece envolta apenas na camada de lama asfáltica. Após esta etapa, executou-se a nova camada asfáltica. A Figura 4.41 apresenta o processo de “salgamento” e execução do CBUQ.



Figura 4.41 - Salgamento e execução da nova camada asfáltica.

O monitoramento do trecho experimental baseou-se no registro de defeitos em trechos reforçados com grelhas metálicas e seção de referência e são apresentados no Anexo IV.

A primeira inspeção realizada no trecho ocorreu três meses após sua execução, na qual se observou que, tanto o trecho reforçado quanto o trecho de controle, apresentavam a superfície rugosa e ondulada e emendas longitudinais desgastadas, defeitos estes associados ao processo construtivo do concreto asfáltico.

Após o primeiro ano de vida de serviço, o trecho apresentava pequenas panelas e desgastes causados por falhas de execução, estando o trecho isento de trincamento por fadiga e afundamentos plásticos, Figura 4.42.



Figura 4.42 - Defeitos construtivos no trecho experimental.

Através dos periódicos levantamentos realizados no trecho, constatou-se o surgimento das primeiras trincas isoladas na faixa 2 (de tráfego pesado), passados 17 meses de vida de serviço, tanto no trecho de referência quanto no trecho reforçado com grelhas metálicas (Figura 4.43). Neste período, a faixa de tráfego leve continuava isenta de defeitos.



Figura 4.43 - Surgimento de trincas isoladas após dezessete meses de vida de serviço.

Também data desta época a ocorrência de trincas longitudinais no acostamento entre as estacas 940 e 900, caracterizando a existência de um talude não estabilizado, Figura 4.44.



Figura 4.44 - Aparecimento de trincas longitudinais no acostamento.

Após 19 meses de vida de serviço, era continuado o processo de surgimento de trincas isoladas na faixa 2 em ambos os trechos. Além disso, surgiram às primeiras trincas no trecho de referência da faixa de tráfego leve (Figura 4.45).



Figura 4.45 - Trecho experimental após 19 meses de serviço.

Esta avaliação realizada após 19 meses de serviço, mesmo com a presença das trincas existentes na superfície do pavimento asfáltico, passaria despercebida se não fosse o aumento de severidade das trincas observadas no acostamento do trecho reforçado (Figura 4.46).



Figura 4.46 - Progressão das trincas no acostamento.

O trincamento progrediu muito rapidamente em um curto período de tempo, dois meses. Esta instabilidade no talude possivelmente influenciou o surgimento de trincas longitudinais na faixa 2 do trecho reforçado com grelhas metálicas.

Vinte e um meses após a instalação do reforço, o surgimento das trincas isoladas (FC-1) ocorria em todos os trechos independentemente da presença ou não do reforço. Porém, uma

quantia significativa das trincas observadas no trecho reforçado ocorria na região em que ocorrera a ruptura do talude (Figura 4.47).



Figura 4.47- Ocorrência de defeitos após 21 meses de vida de serviço do trecho.

A situação de instabilidade observada no talude entre as estacas 940 a 900 continuava a se agravar sendo que, este fenômeno corroborou para o surgimento e propagação de trincas nesta região do trecho reforçado.

Ao final do segundo ano de serviço era visível o princípio da progressão de trincas, havendo a interligação entre as trincas isoladas. Tanto que antes desta avaliação, a concessionária administradora da via optou por fazer uma selagem de trincas no trecho e principalmente nas trincas existentes no acostamento. A selagem ocorreu apenas na faixa 2 do trecho reforçado, visivelmente influenciadas pela ruptura do talude (Figura 4.48).



Figura 4.48 - Trincas observadas ao longo do trecho após dois anos de vida de serviço.

A existência de trincas pode ser observada em ambos os trechos independentemente da presença de reforço. A selagem de trincas foi realizada no princípio do vigésimo segundo mês de serviço com extensão de 118 m na faixa 2 do trecho reforçado e 200 m do acostamento, concentrados em uma região equivalente a três estacas (Figura 4.49). Isto denota a influência do rompimento do talude no surgimento das trincas no trecho reforçado.



Figura 4.49 - Situação do talude instável.

Pela observação das trincas encontradas no acostamento e na faixa 2, na região deste talude (estacas 940 a 900) é notória a influência da instabilidade do talude na formação de trincas nesta região do trecho reforçado, podendo assim mascarar o correto desempenho do reforço metálico aplicado.

Após 27 meses de serviço, ocorrem defeitos tanto no trecho reforçado com grelha metálica quanto no trecho de referência, sem a inclusão de grelhas de reforço (Figura 4.50).



Figura 4.50 - Progressão de trincas no trecho experimental após 27 meses de serviço.

Era visível a ocorrência de trincas interligadas, contudo sua incidência era baixa, observando-se com maior facilidade a ocorrência de afundamentos plásticos localizados, mecanismo de deterioração a ser combatido neste trecho experimental.

Pouco antes do trecho experimental completar dois anos e meio de vida de serviço, realizou-se a segunda manutenção na via, através da selagem de trincas. A Figura 4.51 mostra o padrão de trincamento encontrado e sua condição após a selagem de trincas.



Figura 4.51 - Situação da via após 32 meses de vida de serviço.

Desta inspeção ficou clara a maior incidência de trincas interligadas FC-23. Mesmo assim, o pavimento em questão apresentava desempenho satisfatório, haja vista a condição crítica do trecho.

A Tabela 4.11 apresenta os resultados encontrados durante o monitoramento do trecho experimental e servem de base para sua avaliação. Os levantamentos completos podem ser vistos no Anexo IV.

Tabela 4.11 - Levantamento de defeitos no trecho experimental BR-116/SP pista norte.

FC1	FC23	ATP	Panela	D	Tempo (meses)	Trafego (Million)	Faixa 1 (se Faixa 2 = 0)	Ruptura no acostamento	Reforço
0	0	0	0	0	0	0	1	0	1
0	0	0	0	0	7	0.81228	1	0	1
0	0	0	0	0	12	1.39248	1	0	1
0	0	0	0	1	15	1.7406	1	0	1
0	0	0	0	1	17	1.97268	1	0	1
0	0	0	0	1	19	2.20476	1	0	1
0	0	0	0	1	21	2.43684	1	0	1
5	0	0	0	1	25	2.901	1	0	1
0	0	0	0	1	27	3.13308	1	0	1
5	0	0	0	1	29	3.36516	1	0	1
10	0	0	0	1	30	3.4812	1	0	1
10	0	0	0	1	32	3.71328	1	0	1
10	0	0	0	1	35	4.0614	1	0	1
0	0	0	0	0	0	0	1	0	1
0	0	0	0	0	7	0.81228	1	0	1
0	0	0	0	0	12	1.39248	1	0	1
0	0	0	0	0	15	1.7406	1	0	1
0	0	0	0	1	17	1.97268	1	0	1
0	0	0	0	1	19	2.20476	1	0	1
0	0	0	0	1	21	2.43684	1	0	1
10	0	0	0	1	25	2.901	1	0	1
10	0	0	0	1	27	3.13308	1	0	1
10	0	0	0	1	29	3.36516	1	0	1
10	5	0	0	1	30	3.4812	1	0	1
10	15	0	0	1	32	3.71328	1	0	1
10	15	0	0	1	35	4.0614	1	0	1
0	0	0	0	0	0	0	1	0	1
0	0	0	0	0	7	0.81228	1	0	1
0	0	0	0	0	12	1.39248	1	0	1
0	0	0	0	1	15	1.7406	1	0	1

A análise deste trecho experimental esta fundamentada nos levantamentos de defeitos. Assim sendo, das 17 estações de análise, com extensão de 20 m ao longo de toda a faixa de tráfego, 11 seções têm reforço metálico e 6 são seções de referência, as quais são constituídas de uma nova camada asfáltica convencional, tanto na faixa 1 como na faixa 2.

O objetivo deste trecho foi testar a utilização de grelhas metálicas de reforço no interior da camada asfáltica na tentativa de prolongar sua vida de serviço, já que qualquer medida de restauração deste pavimento apresentava reduzida durabilidade.

As avaliações realizadas ao longo do tempo permitem a busca por correlações que possam explicar o comportamento dos materiais e técnicas testadas através de modelos estatísticos.

Um modelo geral foi gerado contemplando o surgimento de trincas no trecho experimental, mostrando que o surgimento de trincas (FC1) é dependente do tráfego atuante “N” (em milhões de repetições), da existência do reforço com grelha metálica (RM), dos afundamentos plásticos (AP) mecanismo de deterioração preponderante no trecho e do talude

em adensamento que gerou trincas no acostamento (ACO). A equação 4.9 e a Tabela 4.12 mostram que para as 4.435 amostras o modelo apresentou coeficiente de correlação $r^2 = 51\%$

$$FC1 = -1.244 + 2.486 \times AP + 0.156 \times N - 1.288 \times RM + 0.751 \times ACO \quad (4.9)$$

onde:

AP - variável do tipo dummy (artificial) que indica a existência de deformações plásticas no pavimento, apresentando valores iguais à (1) na presença de afundamentos e (0) se o pavimento não apresentar o defeito;

N – número de repetições do eixo padrão (milhões de repetições);

RM – variável do tipo dummy (artificial) que indica a existência de reforço ou não no pavimento, apresentando valores iguais a (1) para a presença da grelha metálica e (0) se o pavimento não for reforçado;

ACO – variável do tipo dummy (artificial) que indica a influência da ruptura do acostamento na estação de análise, apresentando valores iguais a (1) para a sua influência e (0) se a estação de análise não for influenciada pelo talude.

Tabela 4.12 – Modelo de melhor ajuste para surgimento de trincas.

Variável Dependente:	**FC1**
Tamanho da Amostra	4435 elementos
R²:	51%
F de Snedecor:	115 com p < 1%
Erro Padrão da Estimativa:	3.56

	Coeficiente	**t-Student**	**p-level**
Intercpto	-1.244	-2.856	0%
AP	2.486	4.069	0%
N	0.156	18.687	0%
ACO	0.751	1.535	12%
RM	-1.288	-3.353	0%

Assumindo o modelo proposto na equação 4.9, percebe-se pelo sinal negativo à frente da variável grelha metálica que a presença do reforço retarda o aparecimento de trincas na superfície do pavimento em 1,3% gerando assim um pequeno benefício. Além do mais, fica comprovado que as trincas existentes no acostamento contribuem para o surgimento das trincas.

A Figura 4.52 mostra o acompanhamento do surgimento de defeitos ao longo do tempo nas duas faixas de tráfego, as quais foram representadas pela percentagem de estações inventariadas afetadas pelo defeito.

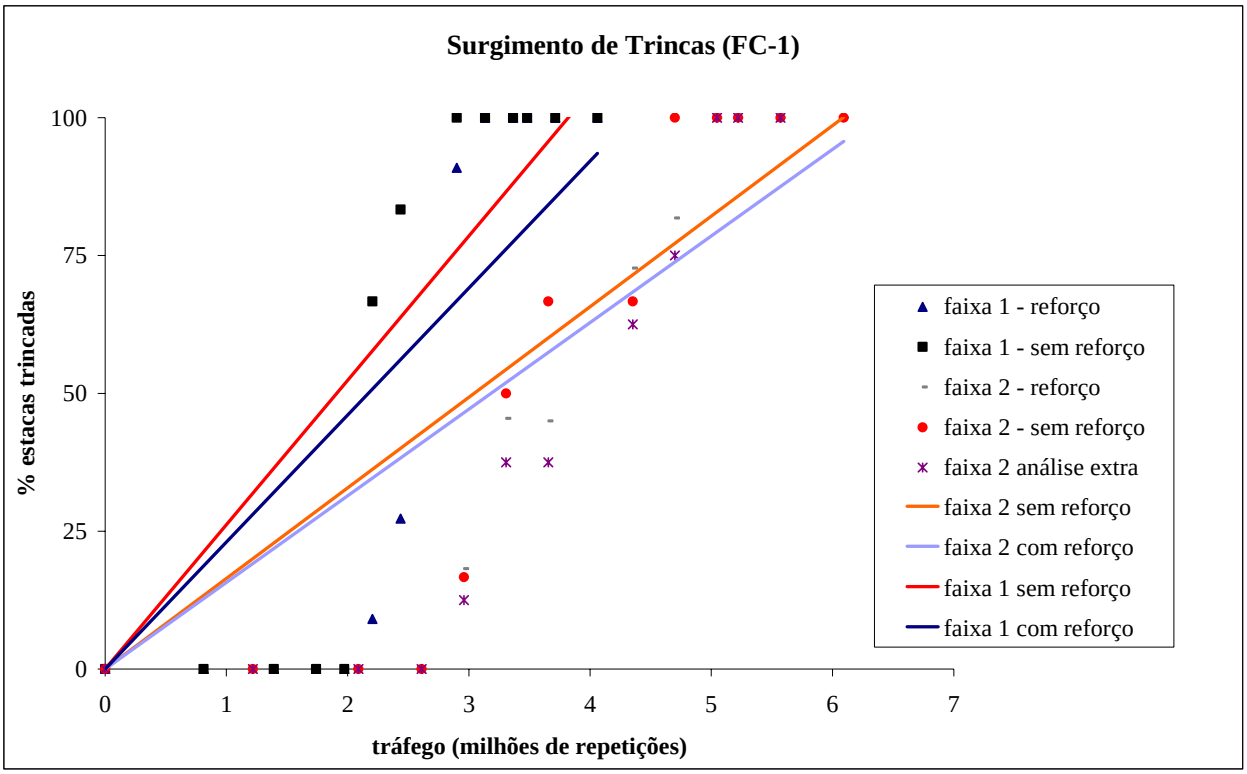


Figura 4.52 - Análise do surgimento de trincas no trecho experimental.

Os primeiros defeitos ocorridos no teste de campo foram as trincas isoladas. O surgimento ocorreu por volta do décimo sétimo mês de vida de serviço, sendo que a totalidade das estações avaliadas apresenta trincas após dois anos de existência do trecho, datando desta época a primeira operação de selagem de trincas.

A comparação de desempenho realizada através da observação de estações com defeitos entre os trechos reforçados com grelhas metálicas e seus correspondentes trechos de referência foram plotadas, sendo que as linhas de tendência traçadas apresentaram um bom coeficiente de correlação (r^2=71%) para esta análise qualitativa. Seu resultado converge para o fator de reforço das grelhas metálicas observadas através do modelo de surgimento de trincas.

Um modelo considerando a propagação das trincas (FC23) foi gerado, o qual para um número de 3436 apresentou um coeficiente de correlação igual a (r^2=35%). O modelo mostra que as variáveis que interferem na progressão das trincas são o tráfego e os afundamentos plásticos, tendo sua ação minimizada pela presença das grelhas metálicas (equação 4.10).

$$FC23 = -1.322 + 2.237 \times AP + 0.100 \times N - 0.831 \times RM \qquad (4.10)$$

Tabela 4.13 – Modelo para a propagação de trincas.

Variável Dependente:	FC23
Tamanho da Amostra	2108 elementos
R^2:	35%
F de Snedecor:	78 com p < 1%
Erro Padrão da Estimativa:	3.32

	Coeficiente	t-Student	p-level
Intercpto	-1.322	-3.255	0%
AP	2.237	4.022	0%
N	0.100	12.827	0%
RM	-0.831	-2.490	1%

O modelo proposto novamente demonstra o pequeno efeito de reforço gerado pela inserção das grelhas metálicas, isto é, a presença do reforço reduz em 1 % a velocidade de propagação das trincas.

A Figura 4.53 apresenta a evolução do trincamento, caracterizado pela incidência de trincas tipo FC-23 no trecho experimental, nas faixas 1 e 2, com e sem reforço.

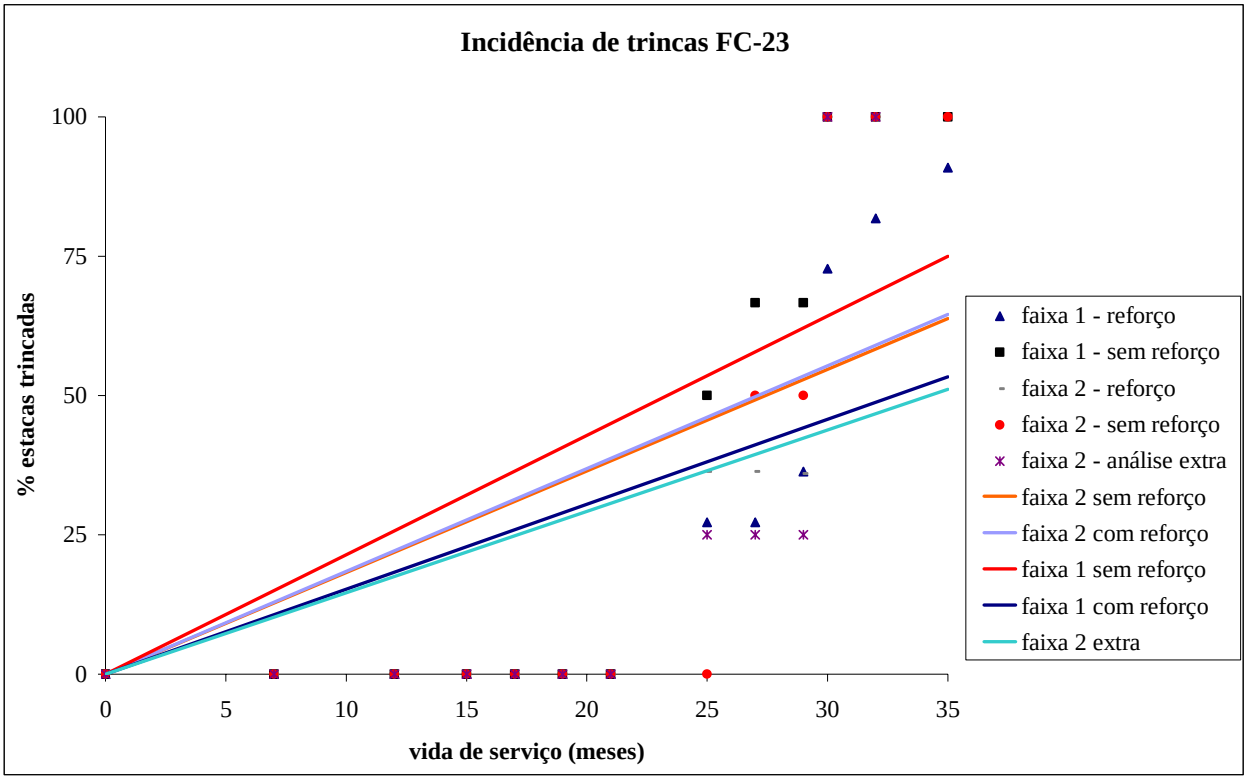


Figura 4.53 - Propagação de trincas no trecho experimental.

A evolução dos defeitos ao longo do tempo pode ser apontada pela quantificação da ocorrência de trincas FC-23 ao longo das sucessivas investigações realizadas na pista nestes mais de dois anos de monitoramento. Do gráfico apresentado na Figura 4.53, percebe-se que a velocidade de propagação das trincas é relativamente maior nos trechos não-reforçados, sendo que a pista rápida reforçada (faixa 1) apresenta menor incidência de trincas ao longo do tempo. A faixa 2 demonstra níveis de degradação semelhantes nos trechos de controle e com

grelha metálica. Porém, o efeito benéfico das grelhas metálicas no combate ao trincamento por reflexão pode ser observado quando se elimina a região em que o talude encontra-se instável (no gráfico esta análise é denominada de “faixa 2 extra”).

Avaliou-se a eficiência das grelhas metálicas no combate aos afundamentos nas trilhas de rodas, Figura 4.54.

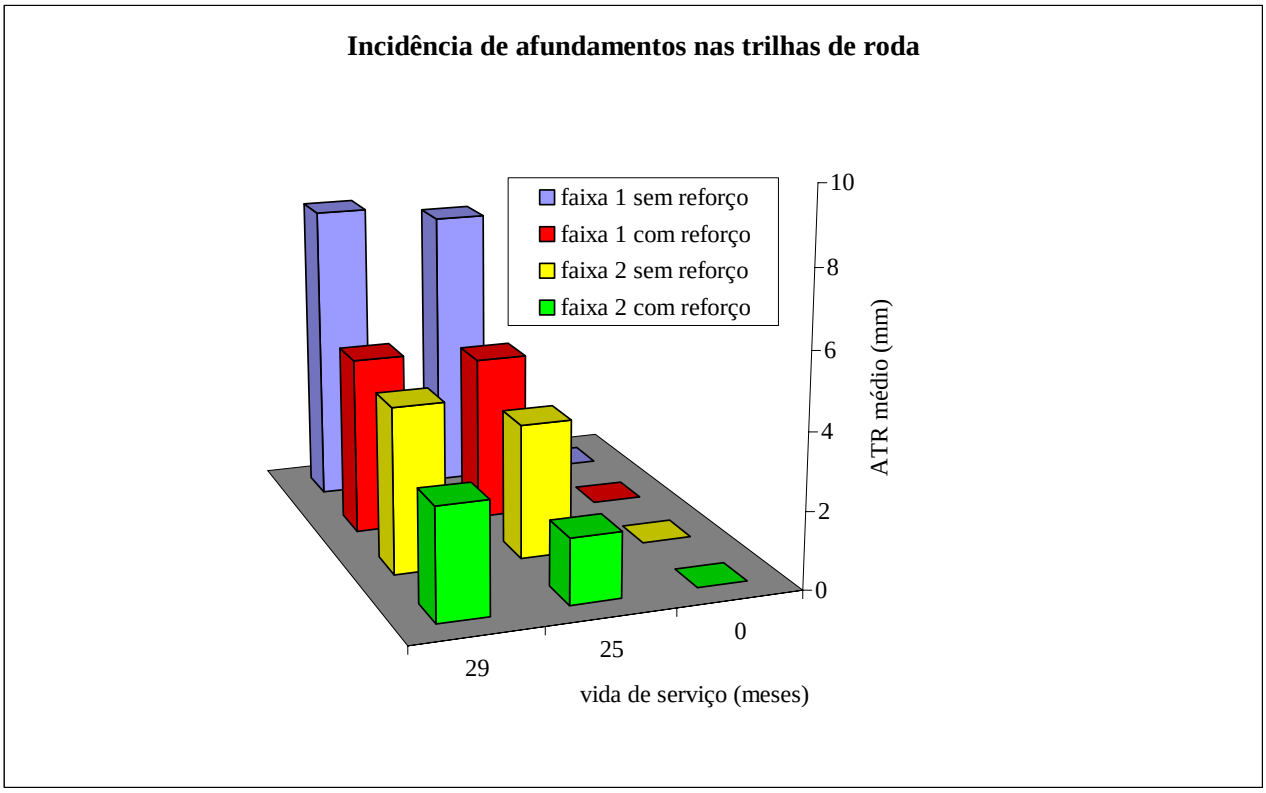


Figura 4.54 - Afundamentos nas trilhas de rodas versus vida de serviço.

A análise da ocorrência de afundamentos plásticos na trilhas de rodas comprova a tendência apontada de que as grelhas metálicas são eficientes no controle deste mecanismo de deterioração. Isto pode ser visto pela maior ocorrência de afundamentos nas trilhas de rodas nos trechos de referência. Quando da inserção das grelhas observa-se o benefício de 40 % na faixa 1 e 34 % na faixa 2. Este fato mostra o excelente desempenho das grelhas metálicas, tendo em vista que qualquer tipo de solução aplicada anteriormente apresentava baixíssima vida de serviço.

As campanhas de monitoração da concessionária em cumprimento ao Plano de Exploração da Rodovia – PER exigem a medição de irregularidade longitudinal (QI –

quociente de irregularidade) anualmente. Porém nenhuma campanha específica foi realizada no trecho experimental. Assim, pela busca de registros no banco de dados da Concessionária Nova Dutra, integrante do Sistema CCR pode-se plotar a Figura 4.55.

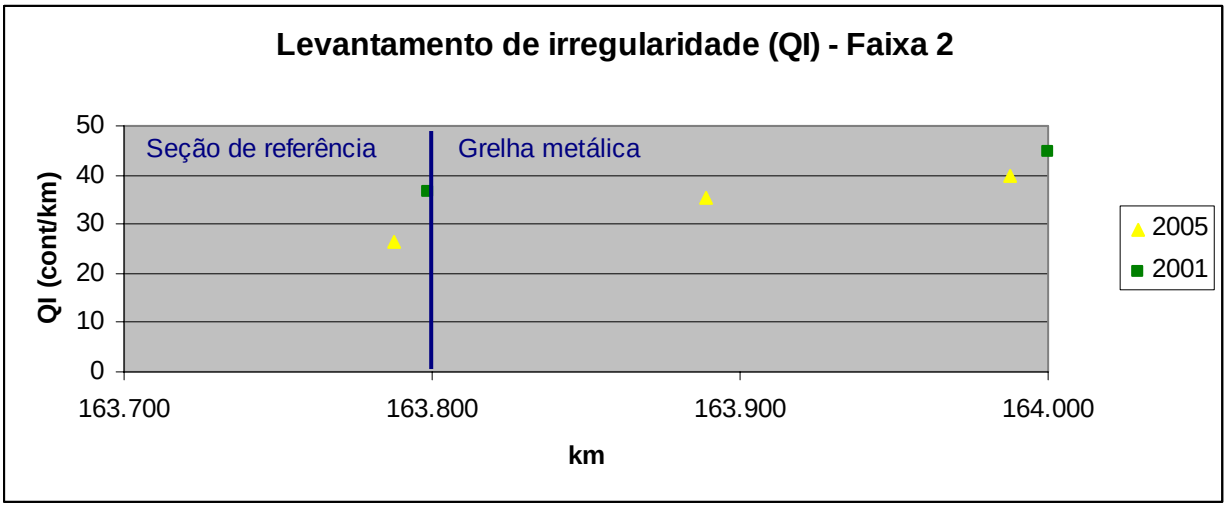


Figura 4.55 - Evolução da irregularidade longitudinal na faixa 2.

Embora poucos sejam os dados de irregularidade longitudinal disponíveis, já que suas medições eram executadas em intervalos de 200 m e o trecho experimental apresentava extensões inferiores a esta, pode-se observar a tendência de que com mais de três anos de vida de serviço, o trecho experimental apresenta menor quociente de irregularidade longitudinal que a intervenção anterior. Os dados obtidos não permitem que sejam realizadas comparações entre a seção teste e o trecho com grelhas.

A avaliação contemplando o valor de serventia atual (VSA), medida subjetiva das condições de superfície do pavimento quanto à suavidade e conforto (obtidos pela concessionária Nova Dutra) mostra o desempenho do km 163 da BR-116/SP pista norte, desde o início da concessão (Figura 4.56).

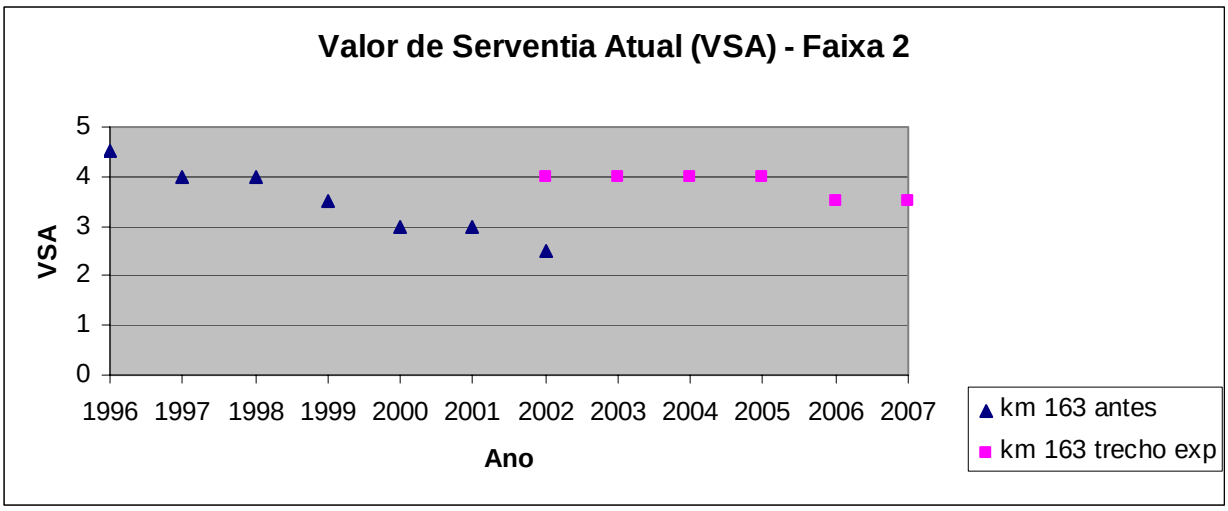


Figura 4.56 - Evolução do VSA na BR-116/SP na faixa 2.

A análise em função do comportamento subjetivo do segmento onde foi construído o trecho experimental mostra que a restauração do pavimento com a inserção das grelhas metálicas, ocorrida em 2002, melhorou as condições de conforto ao rolamento. Desta maneira sugere-se que este potencial benefício seja investigado, pois o efeito associado da inserção da grelha no combate aos afundamentos plásticos, trincamento e panelas possam indiretamente melhorar as condições de rolamento.

Destaque especial deve ser dado à influência da instabilidade do talude, localizado entre as estacas 940 e 900, no comportamento do trecho reforçado nesta região, o qual sofre movimentações em função do tráfego e da baixa capacidade de suporte da fundação. Este talude tem gerado trincas no acostamento do pavimento, com mais de 3 cm de abertura, e tem grande influência nas trincas encontradas na faixa 2 do trecho experimental (Figura 4.57), como mostra o modelo da equação 4.9.



Figura 4.57 - Evolução do trincamento no acostamento em um período de quatro meses.

Após 35 meses de vida de serviço, o trecho experimental foi restaurado. Pelo fato de se ter realizado restaurações no pavimento localizadas a montante do trecho com grelhas metálicas, ocorreu alguma falha de comunicação durante a execução dos serviços na faixa 2, resultando na indesejada restauração do trecho experimental prejudicando a continuidade do monitoramento da pista. A Figura 4.58 mostra que o talude continua se movimentando, já que o acostamento encontra-se muito trincado e a pista restaurada em 2005 já sofreu intervenções localizadas em fevereiro de 2007.



Figura 4.58 – Situação do talude em fevereiro de 2007.

Outro teste contemplando a inserção de grelhas metálicas foi realizado na Rodovia Washington Luiz, BR-040, na região da baixada Fluminense, na mesma época.

4.5. Rodovia Washington Luiz - BR-040/RJ - 2001

A rodovia BR-040/RJ representa um marco na história do rodoviarismo nacional. Construída em 1856, esta estrada se igualava em termos de projeto e execução às melhores do mundo [64]. Nos seus primórdios era responsável pela ligação entre Petrópolis (RJ) e Juiz de Fora (MG). Ao longo dos séculos esta rodovia passou a ser a ligação entre Juiz de Fora e o Rio de Janeiro. Com o aumento significativo de tráfego, o governo federal privatizou, em

1996, esta rodovia no intuito de modernizá-la e adaptá-la à demanda de tráfego atual. Contudo, a concessionária foi obrigada a ampliar a rodovia. Como exemplo, pode-se citar o trecho nas imediações de Duque de Caxias (RJ), inicialmente constituído por duas pistas com duas faixas de tráfego em cada sentido, o qual teve que ser ampliado para quatro faixas de tráfego, no sentido Duque de Caxias – Rio de Janeiro.

No ano 2000, foram construídos no trecho entre a Refinaria de Duque de Caxias (REDUC) e a ponte sobre o Rio Iguaçu (km 114), um viaduto e quatro faixas de tráfego, (Figura 4.59).



fonte: http://www.concer.com.br

Figura 4.59 - Condição de tráfego no km 114 antes (à esquerda) e após (à direita) a ampliação da BR-040/RJ.

A implantação deste pavimento na região entre a REDUC e a ponte sobre o rio Iguaçu, região constituída por solos moles denominados de solo “sarapuí” foi inaugurada entre os anos de 2000 e 2001, sendo o pavimento composto pela estrutura apresentada na Figura 4.60.

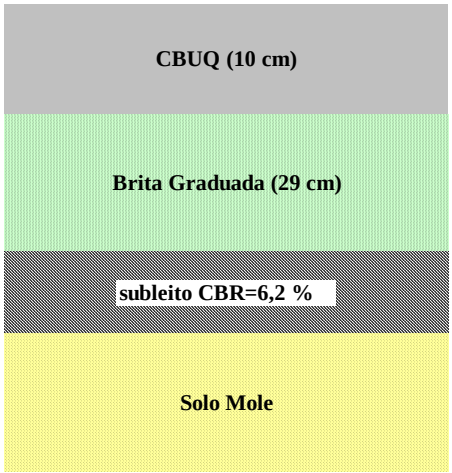


Figura 4.60 - Estrutura de pavimento novo no km-114 da BR-040/RJ.

O pavimento originalmente construído teve vida de serviço pouco superior a um ano, com o volume diário médio de tráfego de 39.320 veículos, sendo 20% destes veículos comerciais, ficando evidente a existência de problemas estruturais no trecho. Por iniciativa da concessionária administradora da rodovia (CONCER) idealizou-se um trecho experimental na região do km 114 contemplando a inserção de grelhas metálicas no interior da camada asfáltica no combate aos afundamentos plásticos nesta região de subleito deformável. A Figura 4.61 mostra a situação da via após um ano de inauguração.



Figura 4.61 - Condição do pavimento (km 114), novembro de 2001.

Assim, o trecho da rodovia Washington Luiz reforçado com grelhas metálicas, foi dividido em três soluções, esquematizadas na Figura 4.62. A obra foi executada em dezembro de 2001. Os subtrechos foram assim divididos:

- Subtrecho 1: inicia após o viaduto da Reduc e tem extensão de 249 m. O reforço foi aplicado nas 5 faixas, com espessura de 6 cm, sendo realizada inicialmente a fresagem de 3 cm no pavimento antigo;

- Subtrecho 2: o reforço foi executado em 590 m de extensão, exceto na faixa 1, de tráfego mais leve, que recebeu uma camada asfáltica de 6 cm, constituindo-se como trecho de referência. Todas as outras faixas receberam o reforço metálico e foram recobertas por uma camada asfáltica com 6 cm de espessura, sendo que o pavimento antigo recebeu uma fresagem de espessura igual a 3 cm;

- Subtrecho 3: com extensão de 96 m, receberia reforço em todas as faixas, com espessura de 6 cm de recobrimento, contudo não foi executado.

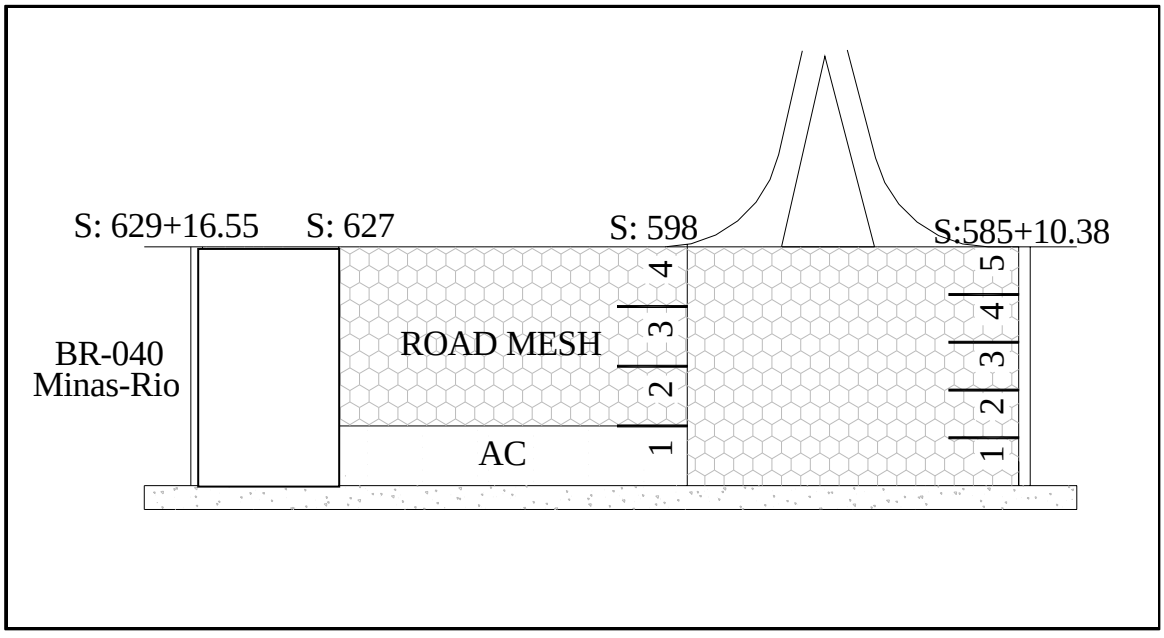


Figura 4.62 - Esboço do trecho na BR-040/RJ.

Mais uma vez, o trecho experimental passou a integrar esta pesquisa alguns meses após sua execução, dificultando assim seu planejamento e validação. Os principais empecilhos para sua validação como teste experimental são:

- As péssimas condições do solo de fundação condicionam o desempenho da camada asfáltica. Deveria ter se pensado inicialmente na reconstrução deste trecho da rodovia, o qual se apresenta subdimensionado. Conforme o método do DNIT, este pavimento originalmente necessitaria de pelo menos uma camada de reforço do subleito com espessura mínima de 15 cm, isto se levado em conta que as demais camadas fossem executadas de acordo com as especificações do órgão, o que parece improvável vez que são corriqueiros nesta via problemas de compactação da camada de base com módulos de elasticidade em torno de 50 MN/m^2;
- A falta de drenagem deste pavimento em que o nível freático encontra-se a menos de 1 m de profundidade do topo do pavimento, chegando nas épocas de chuva a menos de 30 cm (Figura 4.63);



Figura 4.63 - Nível freático no trecho experimental.

- A inexistência de trechos de referência nas faixas 3 e 4 inviabilizam a análise comparativa do desempenho da técnica, pois a comparação direta entre as faixas 1 de tráfego leve e faixa 4 de tráfego pesado é muito discrepante.

Previamente a execução do trecho experimental, fez-se o projeto de misturas asfálticas para a nova camada, enquadrando-se a mistura na faixa B do DNIT (Tabela 4.14).

Tabela 4.14 – Características da mistura asfáltica.

Características da mistura asfáltica			
Ligante asfáltico	CAP 50/70	Teor ótimo	5.7 %
Tipo de Material	CBUQ	Volume de vazios de ar	3.70 %
FAIXA	DNIT B	Densidade aparente	2.388 t/m^3
Origem dos agregados – Pedreira São Paulo (RJ)			
Peneira # 	Projeto % passante	FAIXA B DNER % passante	
1 ½	100	100	100
1	96	95	100
¾	90	80	100
3/8	47	45	80
nº 4	37	28	60
nº 10	-	20	45
nº 40	30	10	32
nº 80	-	8	20
nº 200	5	3	8

Para a definição do teor ótimo de asfalto foram estudados três teores de cimento asfáltico petróleo, estabelecendo-se como teor ótimo de asfalto 5,7 % em relação à mistura total. A Tabela 4.15 compila os resultados encontrados.

Tabela 4.15 - Caracterização da mistura asfáltica.

Característica	Valores recomendados	Valor médio
densidade aparente	-	2,388 kgf/cm^3
estabilidade Marshall	350 min	860 kgf
Fluência	8 mm	5,3 mm
volume de vazios de ar	3 a 5 %	3,7 %
relação betume-vazios	75 a 82 %	78,5 %
vazios de agregado mineral	14,5 % min	16,6 %

O trecho experimental foi construído em dezembro de 2001, sendo que o fabricante das grelhas metálicas utilizadas acompanhou sua instalação. O processo de instalação das grelhas metálicas é apresentado no Anexo V.

Após a fresagem, algumas imperfeições foram encontradas no substrato, as quais fatalmente interferiram na aderência entre o pavimento antigo e a malha, além de tornarem a execução da nova camada asfáltica mais lenta e cuidadosa. A Figura 4.64 apresenta as imperfeições e desníveis originados pela operação de fresagem.



Figura 4.64 - Imperfeições remanescentes no pavimento fresado.

Devido a dificuldade de fixação da malha no pavimento antigo, as grelhas metálicas sofreram movimentações durante a execução do pavimento, geradas pela passagem da vibroacabadora e manobras dos caminhões carregados com material. Como este problema prejudicou a produtividade do serviço, optou-se por espalhar material asfáltico (salgamento) nos locais em que a grelha metálica tivesse contato com o rodado da vibroacabadora.

A primeira inspeção no trecho reforçado com grelha metálica na rodovia Washington Luiz, BR-040/RJ, foi realizada dois meses após a execução da obra, na qual se constatou o aparecimento das primeiras trincas na superfície do pavimento. Embora não fosse esperada a incidência prematura de defeitos, esta não foi uma surpresa, uma vez que o pavimento antigo foi restaurado com pouco mais de um ano após sua abertura ao tráfego. Neste exame, foi diagnosticada a ocorrência de diferentes patologias (Figura 4.65), desde o aparecimento de pequenas trincas longitudinais e transversais isoladas, trincas transversais paralelas nas trilhas de rodas e trincas em bloco sem erosão de bordos (sempre acompanhadas de grandes deformações ocorrendo preferencialmente nas trilhas de roda e nas faixas de tráfego mais concentrado - faixas 3 e 4).



Figura 4.65 - Ocorrência de patologias no trecho experimental, dois meses após sua execução.

Desta inspeção notou-se que o aparecimento de defeitos era preponderante nas faixas 3 e 4, as quais apresentavam deformações, levando a crer que a estrutura de pavimento existente transmitia grande parte das cargas do tráfego para a fundação deste pavimento, ocasionando os recalques.

Na faixa de tráfego leve, região não reforçada, o pavimento apresentava locais com formação de trincas, inicialmente longitudinais e, em outros, interligadas (Figura 4.66). Nesta faixa, visualmente, não se pode detectar a presença de grandes deformações.



Figura 4.66 - Defeitos na faixa 1.

Da inspeção realizada em maio de 2002, pode-se verificar a condição superficial do pavimento e buscar o correto entendimento do trecho. No viaduto da Reduc, estaca 586, o pavimento apresentava trincamento localizado tipo “jacaré”. Este defeito inicia em uma área não reforçada e aparece também em áreas reforçadas. Nota-se a ocorrência de recalques nesta região, os quais podem ser visualizados por fissuras e afundamentos nas muretas *New Jersey* (Figura 4.67). Os recalques são oriundos da fundação deste pavimento, uma vez que os solos moles, característicos da região da baixada fluminense, ainda estão em adensamento.



Figura 4.67 - Viaduto da “Reduc”.

No decorrer do trecho se observa que as faixas 3 e 4, responsáveis pela absorção dos esforços gerados pelo tráfego mais pesado, apresentam um trincamento mais severo caracterizado pela formação de trincas em bloco e tipo “jacaré”, agravados pela ocorrência de recalques como mostrado na Figura 4.68.



Figura 4.68 - Defeitos observados no trecho experimental após 6 meses de serviço.

Claramente, se percebe que as falhas decorrentes da má concepção do trecho e processo de instalação - sejam falhas executivas, levantamentos da malha, defeitos nas emendas, derramamento de óleo diesel e, principalmente, subdimensionamento do pavimento - afetam o desempenho do pavimento. Isto implica em afundamentos em trechos localizados, degradação acelerada em alguns pontos, desagregação e oxidação do ligante.

Outro fato ligado à instalação do reforço que prejudica o seu desempenho é a geometria da via. Trechos em curva, por exemplo, dificultam a colocação da malha e podem reduzir a eficiência do reforço. Percebeu-se que o trincamento, mesmo que em menor grau de severidade, apareceu nas faixas de tráfego rápido, independentemente do trecho ser reforçado ou não.

Da inspeção realizada após 13 meses de vida de serviço ficou ainda mais evidente que o desempenho do trecho estava dividido em três classes, uma com grandes deformações plásticas, a segunda com deformações e trincamento e uma terceira com menor incidência de defeitos.

O fato mais notório diz respeito às grandes deformações encontradas entre as estacas 585+10.30 e 589, no viaduto da Reduc. Os recalques eram tão significativos que estavam trincando, inclusive, a mureta (Figura 4.69).



Figura 4.69 – Viaduto da Reduc – BR-040.

Esta região do viaduto da Reduc também apresentava incidência de trincas interligadas conforme mostra a Figura 4.70, evidenciando graves problemas de capacidade de suporte da fundação nesta área, pronunciados pela ocorrência de trincas e deformações.



Figura 4.70 - Defeitos observados na saída do viaduto da Reduc.

Além disso, observou-se o elevado nível de água na região do trecho experimental. Por estar o trecho localizado em uma região alagadiça composta por solos moles, esperava-se que o sistema de drenagem pluvial fosse eficiente. Contudo, a lâmina de água encontra-se a menos de 50 cm do topo do revestimento asfáltico (Figura 4.71), corroborando para a baixa capacidade de suporte do solo de fundação e demais camadas do pavimento.



Figura 4.71 - Visão do nível d’água no banhado ao longo da rodovia.

Passado um ano da execução do trecho, observou-se o aumento de severidade dos defeitos, inclusive nas faixas menos solicitadas (faixas 1 e 2). A Figura 4.72 mostra a progressão do grau de trincamento.



Figura 4.72 - Situação do trecho experimental após 13 meses de vida de serviço.

A Figura 4.72 aponta o aumento do grau de deterioração do pavimento tanto pela ocorrência de trincas quanto pela ocorrência de recalques, os quais foram agravados na estação de chuvas ocorrida no início do ano de 2003.

Exatamente após 17 meses de serviço, procedeu-se à primeira intervenção no trecho experimental, na região do viaduto da Reduc, compreendida entre as estacas 585+10,30 e 589. Este trecho apresentava grandes recalques e trincamento muito severo, por isso, fez-se uma nova camada asfáltica sobre o pavimento reforçado, de forma a eliminar a irregularidade e desníveis neste trecho. As espessuras variaram de 10 a 15 cm de recapeamento (Figura 4.73).



Figura 4.73 - Viaduto da Reduc após a nova camada asfáltica.

Além disso, os níveis de trincamento e afundamentos na via eram crescentes, sendo que em algumas estações de análise a percentagem de área com incidência de trincas tipo FC-23 era superior a 20% (Figura 4.74).



Figura 4.74 - Progressão do trincamento após 17 meses de serviço.

Mais de dois anos após a execução do trecho experimental (27 meses), a ocorrência de trincas e afundamentos era uma constante nas faixas 2, 3 e 4 (Figura 4.75). A faixa 1, apresentava menor índice de defeitos, fato justificável pelo baixo tráfego. Infelizmente a

inexistência de trechos de referência nas demais faixas, inviabiliza avaliações mais precisas acerca do comportamento do reforço.



Figura 4.75 - Ocorrência de defeitos no trecho com 27 meses de serviço.

A severidade dos defeitos a este ponto era alarmante, com algumas estações apresentando mais de 30 % de área trincada, requerendo inclusive uma nova medida de restauração. Também se observou a ocorrência de panelas mesmo na faixa 2, conforme aponta a Figura 4.76.



Figura 4.76 - Formação de panelas no trecho experimental.

Da observação desta panela, pode-se visualizar a malha metálica aderida à superfície antiga e localizada a 8 cm do topo da superfície asfáltica, mostrando a boa aderência entre a camada e o reforço e, em contrapartida as falhas na execução do pavimento, tais como, a falta de controle de espessura e a falta de cuidado como o derramamento de óleo e a presença de materiais estranhos como parabarros.

A partir da inspeção realizada no mês de maio de 2004 (29 meses em serviço), todas as evidências convergiam para o aumento de severidade dos defeitos encontrados na superfície do pavimento investigado. O trecho experimental continuava apresentando progressão de trincas e afundamentos mesmos nas faixas de tráfego menos solicitadas (faixas 1 e 2), sendo as principais ocorrências as trincas FC-23 e os afundamentos plásticos nas trilhas de roda (Figura 4.77).



Figura 4.77 - Pavimento existente na BR-040/RJ com 29 meses de idade.

Nas inspeções posteriores ao mês de julho de 2004, ficou evidente a progressão de trincas tipo FC-23 em todas as faixas com ocorrência atingindo valores superiores a 50% de área comprometida, principalmente nas faixas 3 e 4 (Figura 4.78).



Figura 4.78 - Defeitos observados no trecho experimental após 31 meses de serviço.

Após 34 meses de vida de serviço, a ocorrência de defeitos era notável em todas as faixas de tráfego. Mostrando a necessidade de uma nova medida de restauração no trecho, contemplando sua reconstrução. A Figura 4.79 apresenta os defeitos encontrados nesta avaliação.



Figura 4.79 - Defeitos observados no trecho experimental após 34 meses de vida de serviço.

Os excessivos defeitos encontrados no trecho experimental após 35 meses de vida de serviço, afundamentos plásticos e trincamento severo fizeram com que o trecho experimental fosse restaurado, principalmente nas faixas 3 e 4. A solução adotada foi a fresagem e recomposição de uma nova camada asfáltica com 4 cm de espessura (Figura 4.80).



Figura 4.80 – Fresagem do pavimento existente.

A Figura 4.81 mostra o elevado grau de trincamento no pavimento existente e mesmo no pavimento fresado. Apesar da existência de imperfeições no pavimento fresado, observou-se que o reforço metálico estava corretamente posicionado no interior da camada asfáltica sem a ocorrência de movimentações durante a execução do pavimento, como se suspeitava no princípio do trecho experimental.



Figura 4.81 – Pavimento severamente trincado após 35 meses de vida de serviço.

A apresentação dos defeitos observados ao longo destes 35 meses de monitoramento tem por objetivo gerar subsídios que auxiliem na correta interpretação do desempenho do trecho experimental bem como suas limitações. A Tabela 4.16 apresenta alguns resultados coletados no trecho experimental. Os levantamentos completos podem ser vistos no Anexo V.

Tabela 4.16 - Levantamento de defeitos no trecho experimental na BR-040/RJ faixa 1.

	FC1	FC23	ATP	ATC	P	Tempo (meses)	Trafego (Million)	Faixa	Restaurado	Reforço
590	0	0	0	0	0	0	0.000	1	0	0
	10	0	1	0	0	11	0.141	1	0	0
	5	0	1	0	0	13	0.166	1	0	0
	0	0	1	0	0	17	0.217	1	0	0
	0	0	1	0	0	23	0.294	1	0	0
	0	0	1	0	0	27	0.345	1	0	0
	0	0	1	0	0	29	0.371	1	0	0
	10	0	1	0	0	31	0.396	1	0	0
	5	0	1	0	0	32	0.409	1	0	0
	10	10	1	0	0	34	0.435	1	0	0
591	0	0	0	0	0	0	0.000	1	0	0
	10	0	0	0	0	11	0.141	1	0	0
	5	0	0	0	0	13	0.166	1	0	0
	5	0	0	0	0	17	0.217	1	0	0
	5	0	0	0	0	23	0.294	1	0	0
	5	0	0	0	0	27	0.345	1	0	0
	5	0	0	0	0	29	0.371	1	0	0
	10	0	0	0	0	31	0.396	1	0	0
	10	5	0	0	0	32	0.409	1	0	0
	10	5	0	0	0	34	0.435	1	0	0
592	0	0	0	0	0	0	0.000	1	0	0
	10	0	0	0	0	11	0.141	1	0	0
	5	0	1	0	0	13	0.166	1	0	0
	0	0	1	0	0	17	0.217	1	0	0
	0	0	1	0	0	23	0.294	1	0	0
	0	0	1	0	0	27	0.345	1	0	0
	0	0	1	0	0	29	0.371	1	0	0
	0	0	1	0	0	31	0.396	1	0	0
	5	0	1	0	0	32	0.409	1	0	0
	5	5	1	0	0	34	0.435	1	0	0
593	0	0	0	0	0	0	0.000	1	0	0
	10	0	0	0	0	11	0.141	1	0	0
	0	0	0	0	0	13	0.166	1	0	0
	5	0	0	0	0	17	0.217	1	0	0
	5	10	0	0	0	23	0.294	1	0	0
	10	10	0	0	0	27	0.345	1	0	0
	10	10	0	0	0	29	0.371	1	0	0
	10	5	0	0	0	31	0.396	1	0	0

A análise do trecho experimental baseou-se nos levantamentos acima expostos para as quatro faixas de tráfego, sendo que três destas apresentam reforço metálico e uma não apresenta reforço. Cinco meses após a nova restauração e finalização da coleta de dados observou-se que este estava completamente deteriorado com trincas tipo “jacaré” e muitos afundamentos plásticos (Figura 4.82).



Figura 4.82 – Pavimento recém restaurado.

As análises realizadas neste trecho reforçado com grelha metálica acerca da eficiência ou não da técnica são minoradas, principalmente, pela falta de planejamento do trecho experimental, tanto na escolha de uma região inadequada, caracterizada pelo subdimensionamento da estrutura do pavimento e péssimas condições de drenagem, quanto pela falta de seções de referência.

Propôs-se a avaliação na região do viaduto da Reduc entre as estacas 586 e 589, trecho este reforçado com grelhas metálicas em todas as estacas - o qual sofre sérios problemas de adensamento e recalque do solo de fundação. Este trecho foi construído em dezembro de 2001 e após 17 meses de vida de serviço recebeu uma nova camada asfáltica com espessura média de 12 cm, devido a grande incidência de recalques. A Figura 4.83 aponta o surgimento de trincas isoladas até a aplicação da nova camada asfáltica (2003).

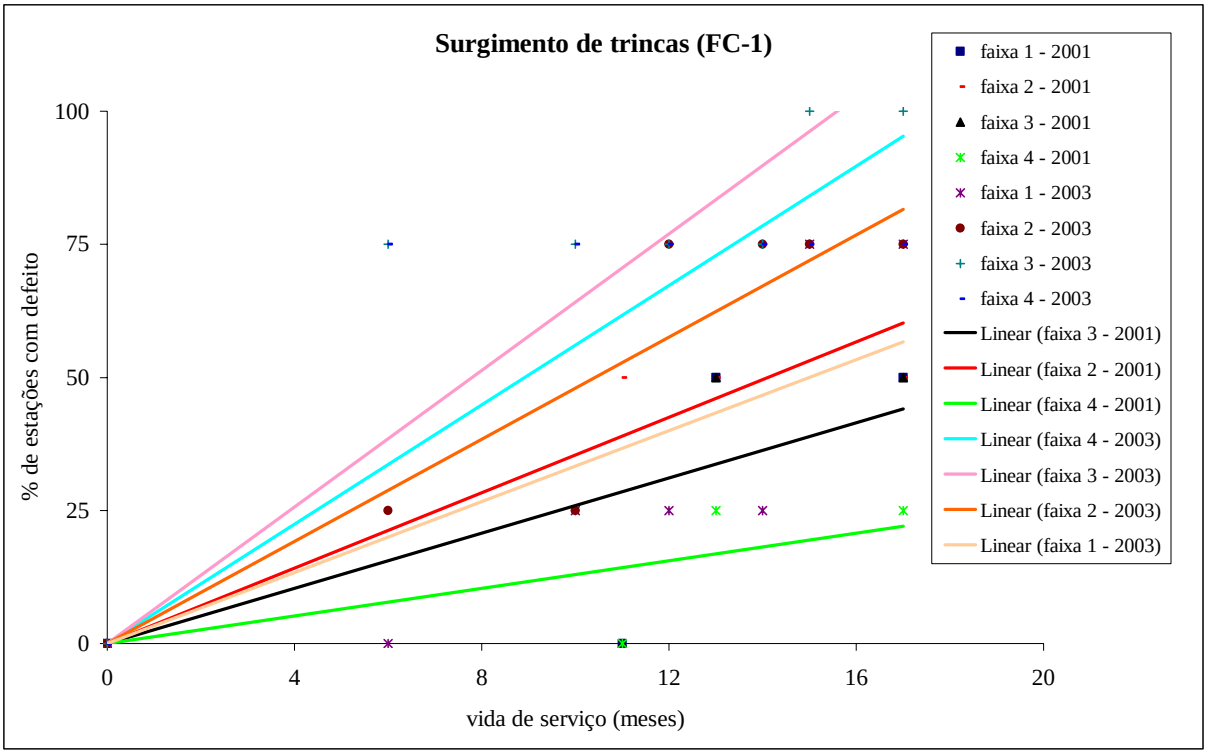


Figura 4.83 - Avaliação da progressão das trincas na região do viaduto da Reduc.

Percebe-se que, mesmo com a execução de uma espessa camada asfáltica no trecho, o surgimento de trincas tipo FC-1 é mais pronunciado após esta segunda intervenção, comprovado pelo surgimento de trincas 5 meses após a segunda medida de restauração no

trecho. Conclui-se que a execução de espessas camadas asfálticas não é eficiente em situações nas quais a fundação do pavimento não tem capacidade de suporte compatível.

Uma análise envolvendo a ocorrência de afundamentos e recalques nesta região, verificados pela ocorrência de defeitos observados na pista, tais como o trincamento da mureta “New Jersey” e degraus observados na pista, é apresentada na Figura 4.84.

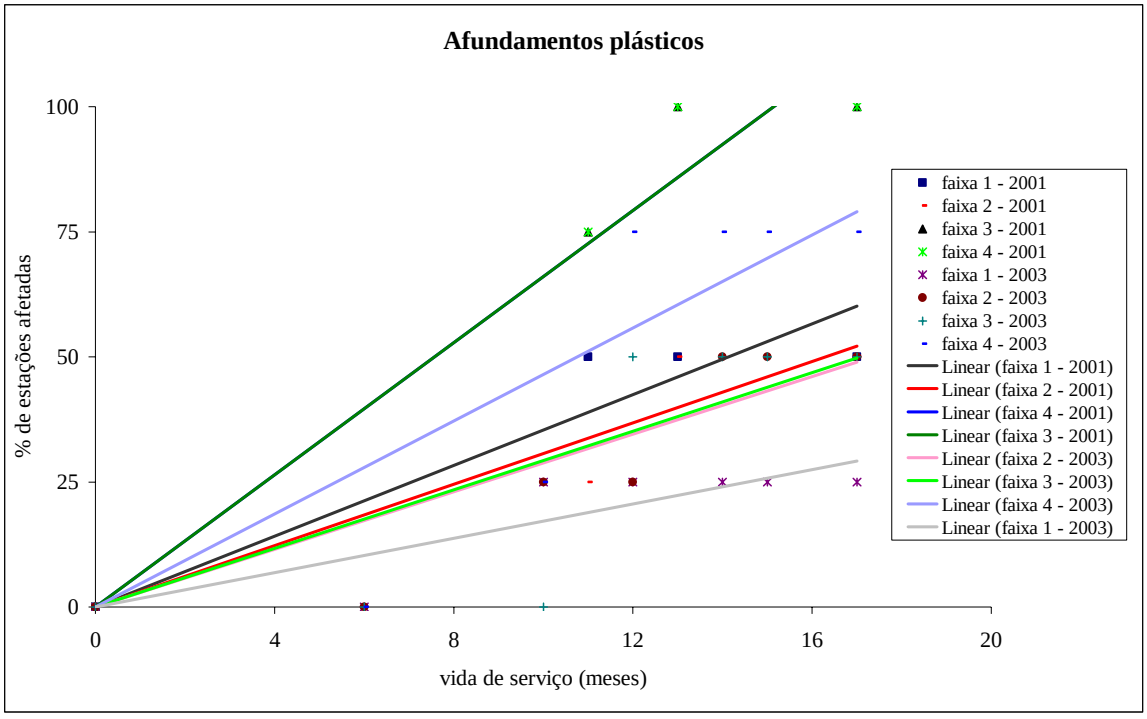


Figura 4.84 - Ocorrência de afundamentos na região do viaduto da Reduc.

A Figura 4.84 mostra claramente que, mesmo reforçando a estrutura do pavimento com uma espessa camada asfáltica, a continuidade dos recalques é pronunciada na região provando que sua ocorrência está associada à baixa capacidade de suporte do solo de fundação e a fragilidade da estrutura de pavimento.

No trecho compreendido entre as estacas 590 e 597, em que as quatro faixas de tráfego foram reforçadas com grelhas metálicas pode-se apontar o prematuro surgimento de trincas isoladas (Figura 4.85).

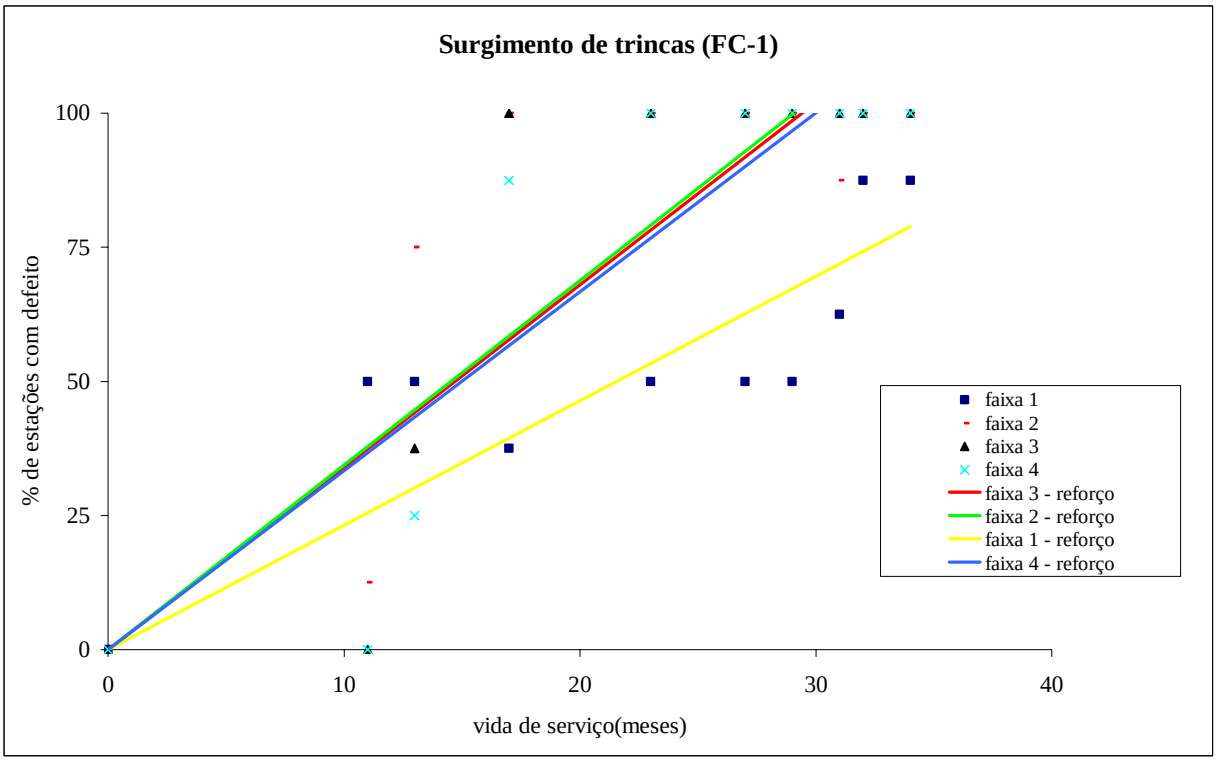


Figura 4.85 - Surgimento de trincas no trecho experimental na BR-040/RJ.

Do monitoramento da via, observou-se o surgimento das primeiras trincas isoladas menos de dois meses após a intervenção. Com menos de dois anos de vida de serviço, praticamente todas as estações de análise apresentavam a ocorrência de trincas, fossem elas isoladas ou trincas interligadas com ou sem erosão de bordos, exceto na faixa de tráfego leve (faixa 1) que apresentou uma menor incidência de defeitos. As Figuras 4.86 e 4.87 mostram a evolução de trincamento ao longo do tempo, considerando o número de estacas com incidência de trincas FC-2 e FC-3.

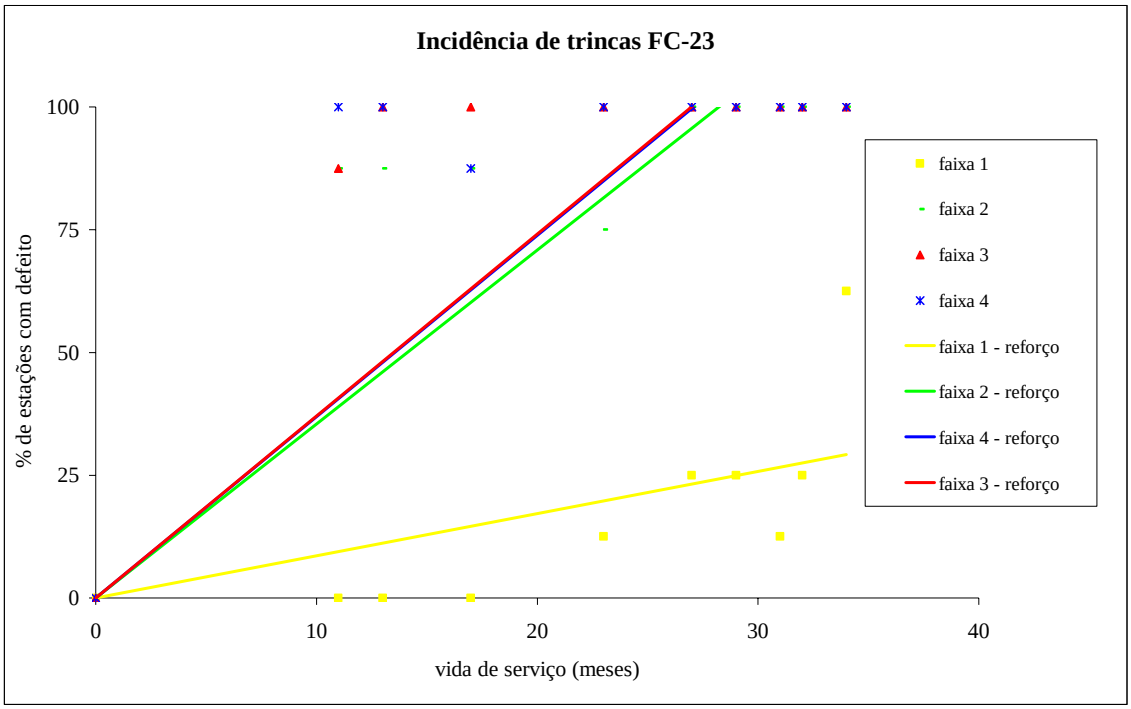


Figura 4.86 - Ocorrência de trincas tipo FC-23.

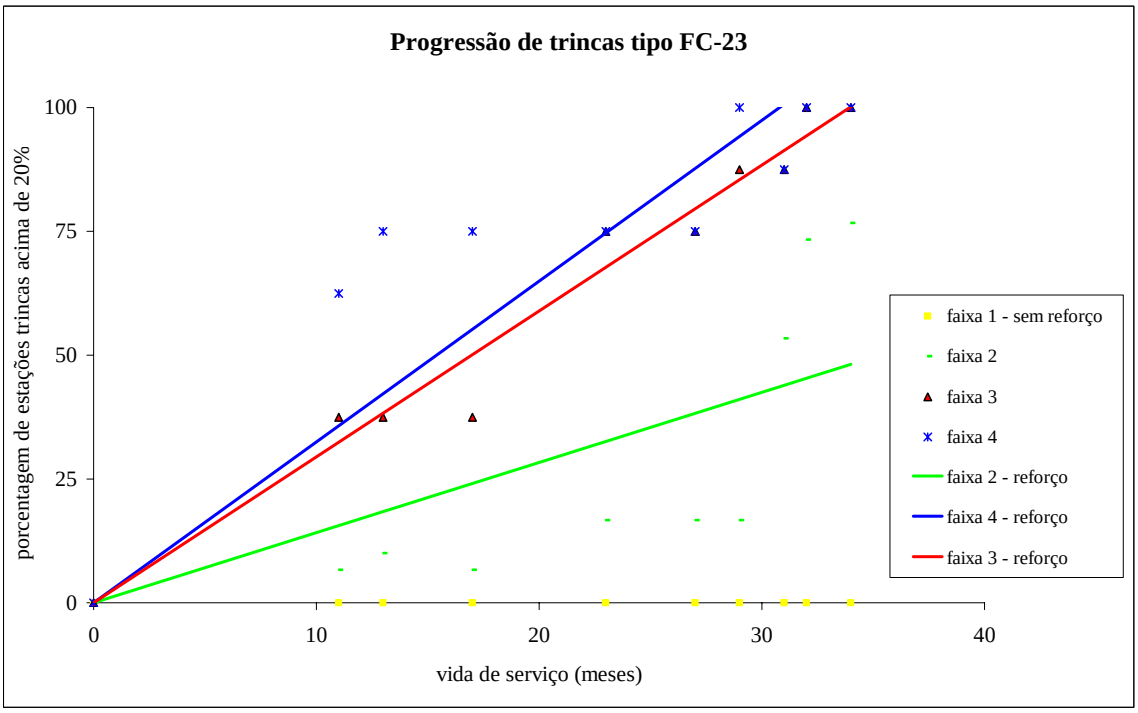


Figura 4.87 - Ocorrência de trincas tipo FC-23 com mais de 20 % da área afetada.

A Figura 4.86 mostra que as faixas 2, 3 e 4, responsáveis pelo tráfego mais pesado, apresentam um comportamento semelhante quanto ao aparecimento de trincas interligadas, contudo estas apresentam maior velocidade de deterioração nas faixas 3 e 4 haja vista a maior ocorrência de estações com mais de 20 % de área trincada. Por outro lado, a faixa 1, mostra

menor velocidade de propagação, mesmo quando comparada à faixa 2, inviabilizando a comparação de desempenho desta faixa com as demais devido ao baixo tráfego.

Assumindo o trincamento por fadiga como mecanismo de deterioração atuante neste trecho e admitindo que, no momento em que 75 % das estações de análise apresentassem mais de 20% da área com defeitos tipo FC-23, as faixas 3 e 4 teriam vida de serviço de aproximadamente dois anos e as demais continuariam em perfeito estado por mais tempo. Porém, é visível que o alto grau de trincamento nas faixas 3 e 4 são acompanhados por afundamentos plásticos, tornando estas faixas mais suscetíveis à degradação precoce. A Figura 4.88 aponta a ocorrência de afundamentos plásticos e de consolidação no trecho.

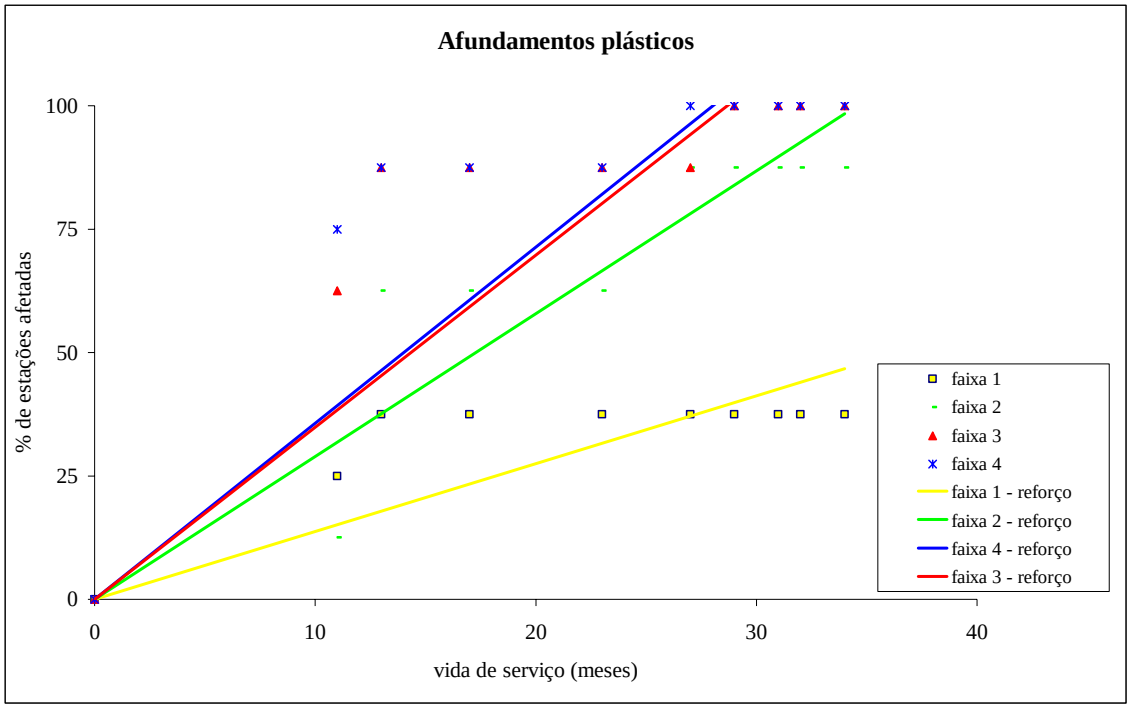


Figura 4.88 - Ocorrência de afundamentos no trecho entre as estacas 590 e 597.

Pode-se perceber na Figura 4.88 a ocorrência demasiada de afundamentos nas faixas 3 e 4, os quais são mais pronunciados nas trilhas de rodas e normalmente acompanhados por trincas em blocos. Isto denota a ação nociva da movimentação deste solo de fundação no desempenho do trecho. Já nas faixas 1 e 2, que são menos solicitadas pelo tráfego a ocorrência de afundamentos é menor.

A Figura 4.89 apresenta uma correlação entre a ocorrência de trincamento e afundamentos nas trilhas de rodas nas faixas 3 e 4, de tráfego mais pesado.

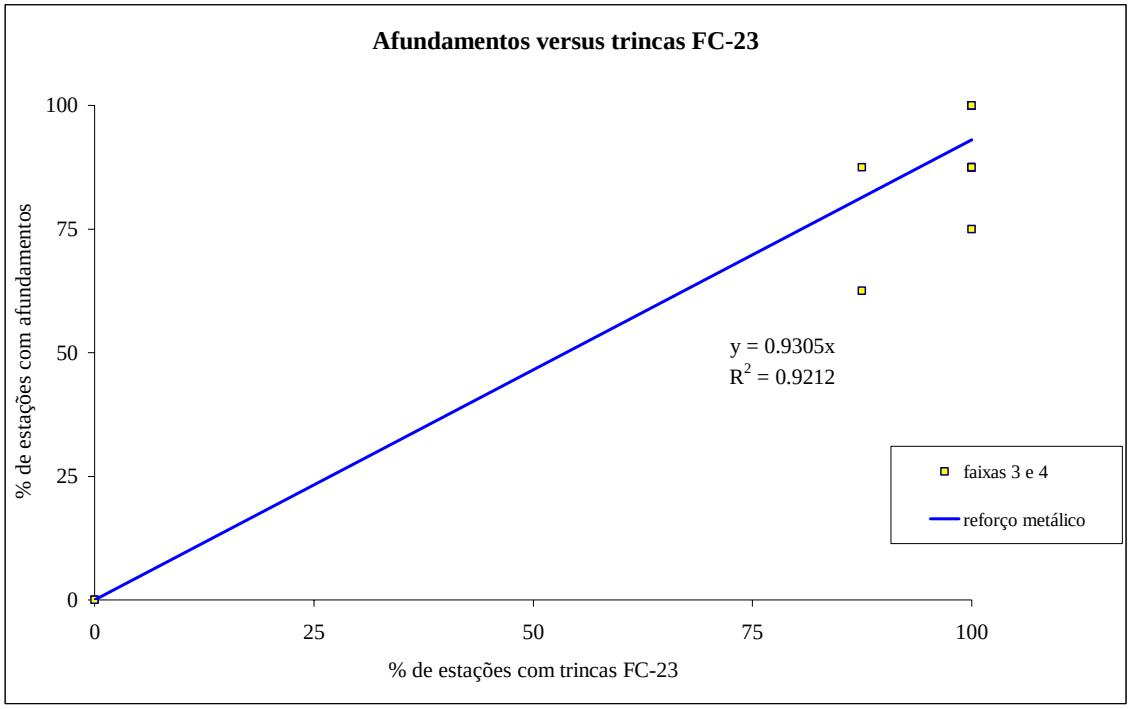


Figura 4.89 - Correlação entre FC-23 versus ATR (20 pontos), R^2=92%.

Esta correlação mostra que para as faixas 3 e 4 o surgimento e progressão de trincas está relacionado à ocorrência de recalques originados na fundação deste pavimento, justificando assim a deterioração prematura do trecho.

Das relações qualitativas apresentadas até este momento, pode-se concluir com muita acurácia que a inserção das grelhas metálicas não trouxe benefício algum ao pavimento restaurado devido ao subdimensionamento do pavimento novo e, posteriormente, das medidas de restauração adotadas.

Uma alternativa de estimativa de desempenho deste trecho experimental foi realizada através de modelos que contemplam os dados levantados na rodovia ao longo do período da pesquisa. O surgimento de trincas no trecho experimental foi modelado, mostrando que este é dependente do tráfego atuante “N” (em milhões de repetições), da existência do reforço com grelha metálica (RM) e dos afundamentos plásticos (AP) e de consolidação (AC). A equação

4.11 e a Tabela 4.17 mostram que para as 1515 amostras o modelo apresentou coeficiente de correlação $r^2 = 52\%$

$$FC1 = 1.485 + 6.299 \times AP + 2.500 \times AC + 2.400 \times N + 1.628 \times RM \quad (4.11)$$

onde:

AP - variável do tipo dummy (artificial) que indica a existência de afundamentos plásticos no pavimento (1) e (0) se o pavimento não apresentar o defeito;

AC - variável do tipo dummy (artificial) que indica a existência de afundamentos de consolidação no pavimento, apresentando valores iguais a (1) e (0) se o pavimento não apresentar o defeito;

N – número de repetições do eixo padrão (milhões de repetições);

RM – variável do tipo dummy (artificial) que indica a existência de reforço ou não no pavimento, apresentando valores iguais a (1) para a presença da grelha metálica e (0) se o pavimento não for reforçado.

Tabela 4.17 – Modelo de melhor ajuste para o surgimento de trincas.

Variável Dependente:	**FC1**
Tamanho da Amostra	1515 elementos
R²:	52%
F de Snedecor:	200 com p < 1%
Erro Padrão da Estimativa:	6.26

	Coeficiente	**t-Student**	**p-level**
Intercpto	1.485	2.097	4%
AP	6.299	16.404	0%
AC	2.500	8.089	0%
N	2.420	14.628	0%
RM	1.628	2.210	3%

O modelo da equação 4.11 converge para o resultado das análises qualitativas já apresentadas. O sinal positivo da variável que representa a inserção do reforço indica que sua presença não interfere no processo de surgimento das trincas.

O modelo apresentado na equação 4.12 que diz respeito à propagação das trincas, apresenta um coeficiente de correlação igual a $r^2 = 65\%$ para um total de 1515 amostras. Mais uma vez este modelo demonstra a total ineficiência das grelhas metálicas neste trecho experimental (Tabela 4.18).

$$FC3 = -6.128 + 0.992 \times FC1 + 8.144 \times AP + 5.188 \times AC + 3.573 \times N + 4.416 \times RM \quad (4.12)$$

Tabela 4.18 – Modelo de propagação de trincas.

Variável Dependente:	FC3
Tamanho da Amostra	1515 elementos
R^2:	65%
F de Snedecor:	150 com p < 1%
Erro Padrão da Estimativa:	12.63

	Coeficiente	t-Student	p-level
Intercpto	-6.128	-4.281	0%
FC1	0.992	19.137	0%
AP	8.144	9.687	0%
AC	5.188	8.143	0%
N	3.573	10.002	0%
RM	4.416	2.967	1%

Pode-se observar que a ineficiência das grelhas metálicas neste trecho experimental está ligada ao subdimensionamento da estrutura de pavimento, já que esta estrutura de pavimento deveria apresentar uma camada de reforço do subleito, projeto de drenagem e projeto de restauração que contemplasse a reconstrução do pavimento. Ainda durante o processo de instalação das grelhas, ocorreram problemas de fixação destas ao pavimento fresado decorrentes da falta de rigidez do pavimento subjacente. Assim, as grelhas metálicas não reduziram as deformações plásticas e tampouco o trincamento por fadiga.

Outro teste experimental foi conduzido na BR-290/RS, na região de Pântano Grande, testando as grelhas de fibra de vidro.

4.6. Rodovia BR-290/RS - 2005

Em agosto de 2005 foi idealizado um trecho experimental utilizando grelhas de fibra de vidro na BR-290/RS, rodovia de pista simples, (sentido BR-153 - Pântano Grande), trecho sob concessão da Metrovias S.A. Trata-se de uma rodovia com N de $9{,}44 \times 10^5$ ao ano. O teste foi realizado em 80 m de extensão com largura de 3,60 m sendo que a grelha de fibra de vidro COMPFORTEX FG 50 fabricada pela empresa Ernetex, foi instalada em 25 m de extensão, com uma seção de controle não reforçada de 55 m (Figura 4.90).

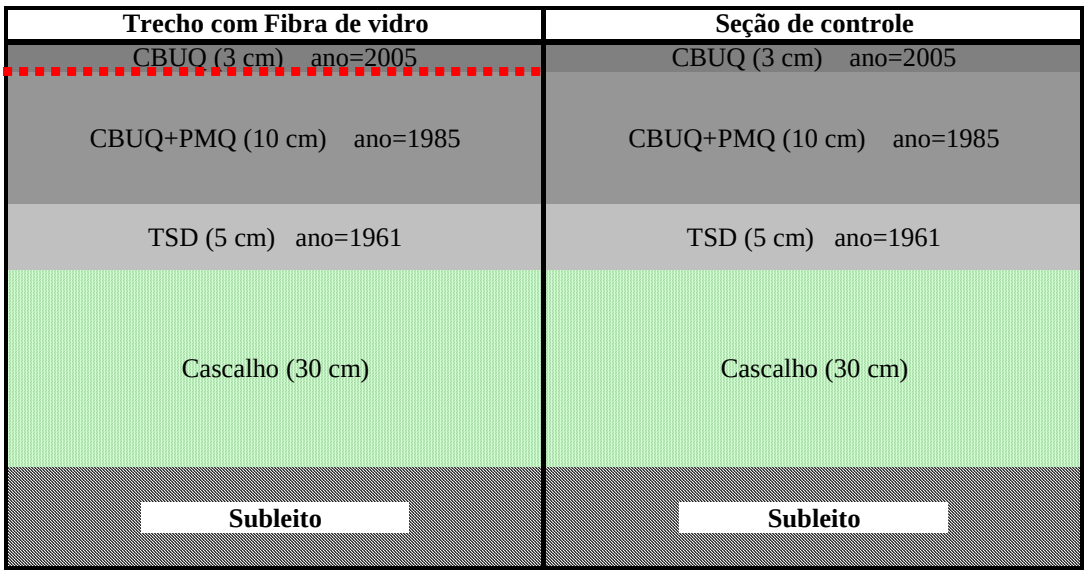


Figura 4.90 – Estrutura do pavimento da BR-290/RS – km 256.

Neste trecho experimental, desafiou-se a metodologia de instalação recomendada pelo fabricante. O manual de instalação das grelhas de fibra de vidro pede que tal material seja recoberto por uma camada asfáltica com espessura mínima de 5 cm. Neste caso, o projeto de restauração do pavimento contemplava a fresagem de 2 cm da camada asfáltica e a execução de uma nova camada asfáltica com espessura de 5 cm.

Entre o km 256+920 e km 257+000 resolveu testar-se a eficiência destas grelhas no combate ao trincamento por reflexão com espessuras de recobrimento delgadas (3 cm). O pavimento existente trincado não recebeu qualquer tratamento e as grelhas foram instaladas diretamente sobre esta camada (Figura 4.91) após a execução de uma pintura de ligação com taxa residual de 0,5 l/m^2.



Figura 4.91 – Pavimento existente antes da aplicação das grelhas de fibra de vidro.

As primeiras dificuldades observadas no trecho experimental dizem respeito à instalação das grelhas de fibra de vidro. A camada de recobrimento com apenas 3 cm de espessura impossibilitou a correta instalação da grelha, ocasionando dobras ao longo da pavimentação, principalmente durante a passagem dos equipamentos da obra (Figura 4.92).



Figura 4.92 – Danos observados durante a instalação das grelhas de fibra de vidro.

A mobilização e trabalho dos equipamentos da obra geraram danos à camada asfáltica delgada de recobrimento, devido à movimentação da grelha no interior da camada (Figura 4.93). Já a execução da seção de referência transcorreu sem problemas.



Figura 4.93 – Defeitos gerados pela movimentação das grelhas durante a instalação.

Das dificuldades encontradas durante a execução da camada asfáltica de recobrimento, sobre as grelhas de fibra de vidro, ficou evidente que a espessura mínima de recobrimento de 5 cm deve ser respeitada.

As campanhas de monitoramento deste trecho experimental permitem a avaliação de desempenho em função da irregularidade longitudinal (QI) e afundamentos nas trilhas de rodas (ATR), sendo que os dados foram obtidos através de perfilômetro laser. Através das inspeções visuais, percebe-se que o trecho reforçado com grelhas de fibra de vidro apresenta trincas transversais decorrentes da movimentação do material durante o processo de instalação, já a seção de referência não apresenta defeitos (Figura 4.94 e 4.95).



Figura 4.94 – Defeitos no trecho com grelhas após 7 meses de serviço.



Figura 4.95 – Defeitos no trecho com grelhas após 10 meses de serviço.

A Figura 4.96 mostra a ocorrência de afundamentos nas trilhas de rodas no trecho experimental. As medições foram realizadas pelo perfilômetro laser. As leituras de 2004 mostram a situação do pavimento mais de um ano antes da restauração, a medição de 2005 foi realizada logo ao final da obra e a última leitura foi obtida após um ano de serviço.

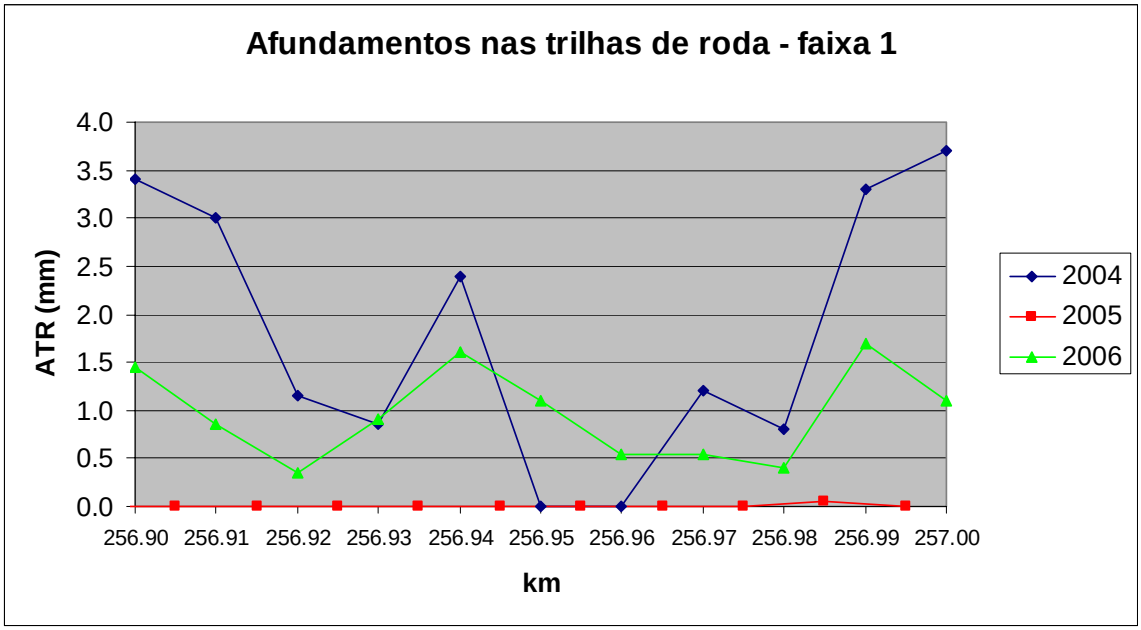


Figura 4.96 – Ocorrência de afundamentos nas trilhas de roda no trecho experimental.

Da avaliação da ocorrência de afundamentos nas trilhas de rodas, não pronunciadas no campo, tem-se na seção de controle e no trecho com a grelha de fibra a ocorrência da mesma flecha média igual a 1 mm, após um ano de serviço.

As condições de conforto ao rolamento mostram a homogeneidade do trecho experimental (Figura 4.97). A restauração ocorrida em 2005 prova a redução de QI no trecho. Entretanto, não se pode avaliar o desempenho individual de cada medida de restauração já que as medições retratam a ocorrência de irregularidade a cada 100 m.

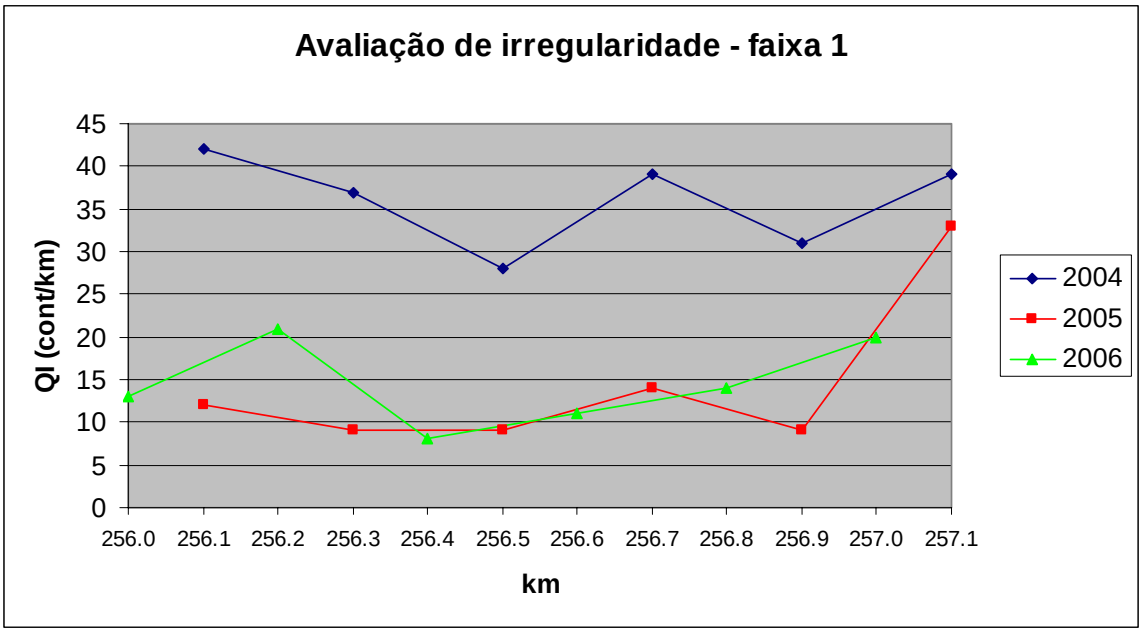


Figura 4.97 – Ocorrência de QI no trecho experimental.

A monitoração de defeitos observados no trecho é apresentada na Figura 4.98, desde a restauração do trecho até um ano de serviço.

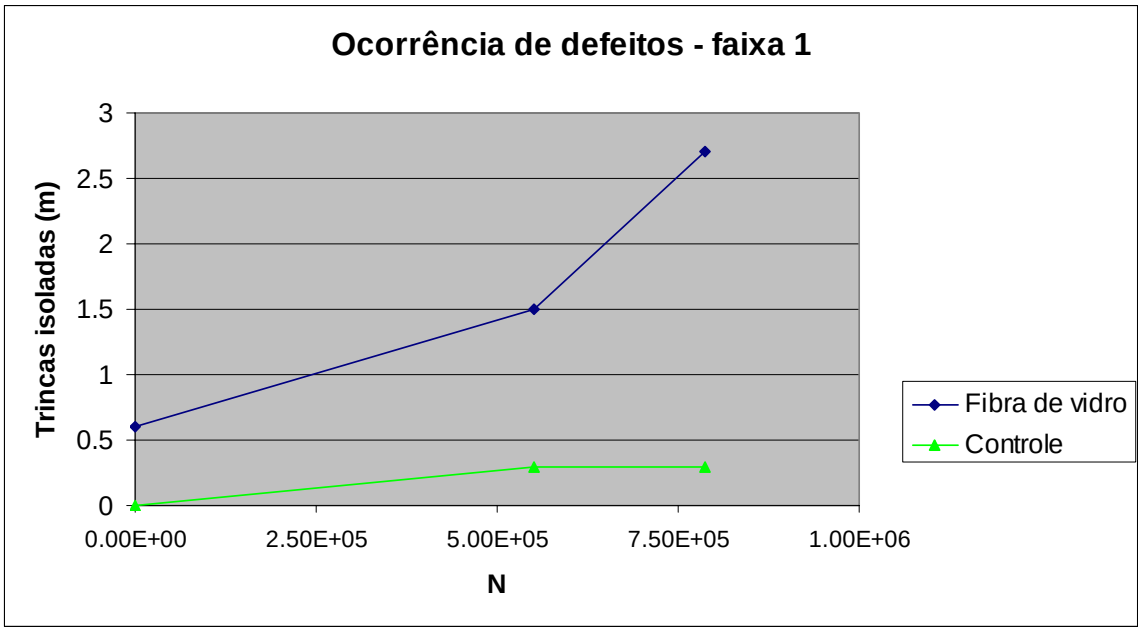


Figura 4.98 – Ocorrência de trincas transversais isoladas no trecho experimental.

Desde a execução do trecho experimental observa-se a ocorrência de trincas transversais curtas nos locais onde foi aplicada à grelha de fibra de vidro, devido a espessura delgada de recobrimento (3 cm). Já a seção de controle apresenta-se praticamente isenta de defeitos. O desempenho do trecho é bom, exceto pela presença das trincas remanescentes da instalação das grelhas, mostrando ser adequado obedecer ao recobrimento mínimo exigido pelo fabricante, que garante a aderência entre as camadas e a perfeita ancoragem da grelha.

Na BR-386/RS foram testadas as geogrelhas poliméricas como reforço estrutural de pavimento.

4.7. Rodovia BR-386/RS - 2006

Este trecho experimental situa-se na BR-386/RS, principal ligação entre a capital do Estado e a região do planalto, denominada de rodovia da produção, pois é responsável pelo escoamento da safra de grãos da região norte do Rio Grande do Sul.

O teste ocorreu num local em que a capacidade de tráfego foi ampliada pela implantação de uma faixa de tráfego adicional, sendo que o acostamento existente foi transformado em terceira faixa, no ano de 2005. Devido ao elevado volume de tráfego da rodovia ($N_{ano\ ASSHTO}$= 1,8x10^6) associado à baixa capacidade de suporte da estrutura

(acostamento), o trecho apresentou, ao final do ano de 2005, um elevado grau de trincamento tipo FC-23, reparos localizados, altas deflexões e raios de curvatura baixos, denotando a necessidade de reforço estrutural poucos meses após a execução da obra. A Figura 4.99 apresenta a estrutura de pavimento existente.

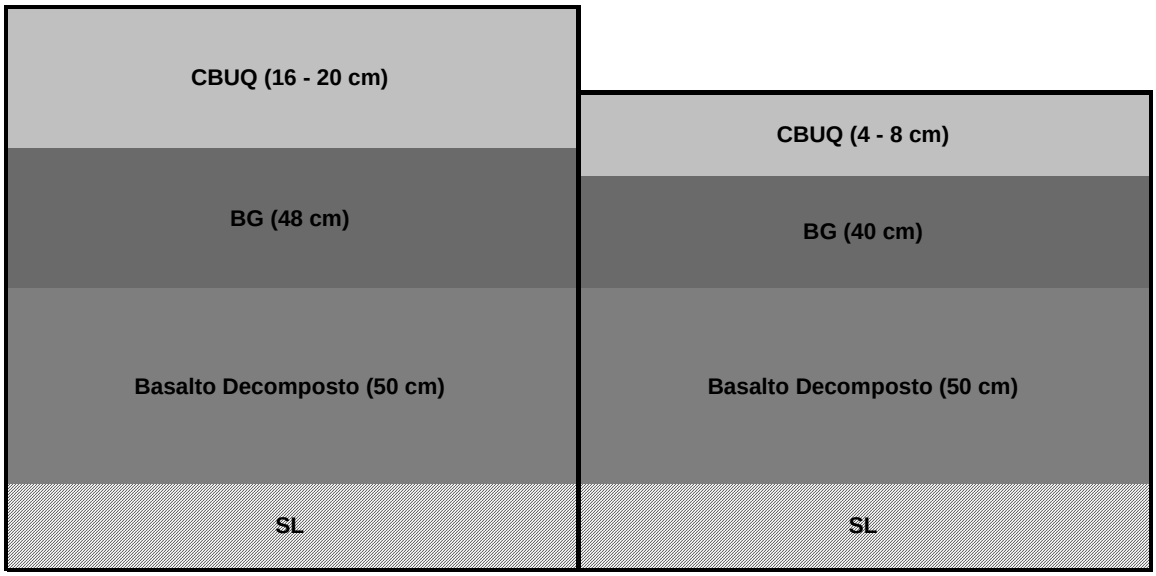


Figura 4.99 – Estrutura de pavimento existente (esquerda) e acostamento (direita), [65].

O preenchimento do acostamento, com concreto asfáltico, realizado em 2005 teve espessura variável, já que seu objetivo era a eliminação do degrau existente entre pista e acostamento e servir de estrutura para uma nova restauração. A condição do pavimento na terceira faixa pode ser observada na Figura 4.100.



Figura 4.100 – Padrão de trincamento no trecho antes da restauração.

De forma a restabelecer as condições estruturais ao pavimento, conforto ao rolamento e segurança aos usuários da rodovia, foi projetada a restauração deste pavimento. Na busca

pela técnica de pavimentação a ser usada para garantir uma vida de serviço adequada a este pavimento, a concessionária Sulvias S.A. avaliou a utilização de diferentes ligantes asfálticos. Além disso, resolveu-se testar o desempenho das geogrelhas poliméricas Hatelit C 40/17 fabricadas pela Huesker Ltda. como reforço estrutural. Para a previsão da vida de serviço destas alternativas optou-se pelos modelos de previsão de desempenho mecanístico-empíricos, utilizando-se fatores de calibração encontrados na literatura para flexão e cisalhamento. O método usado foi proposto por [66].

Avaliou-se o comportamento de diferentes ligantes asfálticos, CAP 50/70 e um asfalto modificado por polímeros, através do desempenho a fadiga (surgimento e propagação de trincas produzidas pela ação repetida das cargas do tráfego). A determinação dos parâmetros fundamentais que constituem uma mistura asfáltica, lei de fadiga e o módulo dinâmico foram determinados através de ensaios de *creep* em compressão diametral, realizados no laboratório do Consórcio Univias. Através dos parâmetros obtidos nestes ensaios de laboratório, obteve-se a lei de fadiga destes diferentes materiais, os quais foram inseridos no modelo de dimensionamento mecanístico-empírico *Pavesys*, proporcionando a previsão de desempenho das alternativas de restauração do pavimento.

Entretanto, a concessionária adotou um procedimento técnico e econômico para selecionar a alternativa de pavimentação com maior relação custo/benefício, baseada na parametrização do custo ao longo do ciclo de vida de cada alternativa. A Tabela 4.19 apresenta os resultados obtidos para este caso específico através da análise para os ligantes asfálticos CAP 50/70 e asfalto modificado por polímeros (AMP) com e sem a inserção da geogrelha polimérica (GG). Cabe lembrar que os valores encontram-se em unidade monetária fictícia (UM).

Tabela 4.19 – Classificação técnica e econômica dos ligantes asfálticos.

Restauração trecho experimentalda Rodovia BR-386 - Classificação Técnica/Econômica das Misturas Asfálticas

Ligante	Densidade da Mistura	Teor de Ligante	Custo Unitário Implantado (UM/t)	Custo Total de Implantação (UM/km)	Vida serviço (anos)	Valor Residual, VR - (UM/km)			CCV12	CCV15
						t = 1.9; i = 9%a.a.	t = 0; k = 12%a.a.	t = 0; k = 15%a.a.		
AMP 1 + GG	**2.456**	**6.3**	**1179.77**	**65,955.78**	**6.1**	**53,491.24**	**43,128.90**	**41,016.32**	**22,826.88**	**24,939.45**
AMP 1	2.456	6.3	1179.77	58,840.94	2.8	22,109.34	17,826.31	16,953.13	41,014.63	41,887.81
Convencional + GG	2.480	5.6	1132.37	64,228.60	3.3	32,096.15	25,878.47	24,610.87	38,350.13	39,617.73
Convencional	2.480	5.6	1132.37	57,113.76	1.9	-	-	-	57,113.76	57,113.76

Largura de Pista (m) 3.6
Inflação (%a.a.) 1.09
Taxa de Desconto (%a.a.)* 1.12
1.15
Solução de Projeto Reperfilagem (1.5 cm) + CBUQ (5cm) + geogrelha
CCV Custo no Ciclo de Vida
CCV12 Custo no Ciclo de Vida com taxa de desconto de 12%a.a.
CCV15 Custo no Ciclo de Vida com taxa de desconto de 15%a.a.

$$VR = \frac{V_S - V_{S(t)}}{V_S \times CI \times i^{V_{S(t)}}}$$

A classificação técnica e econômica parte da determinação da vida de serviço de cada alternativa e a determinação do custo de implantação da solução. A partir disto deve-se determinar a vida residual do pavimento tendo como referência a alternativa de menor durabilidade. Esta estimativa é feita pela equação 4.13. A partir disto deve-se calcular o custo no ciclo de vida contemplando uma taxa de desconto anual.

$$VR = \frac{VS - VS_{(t)}}{VS \times CI \times i^{VS_{(t)}}} \tag{4.13}$$

onde:

VR – vida residual do pavimento;

$VS_{(t)}$ – vida de serviço do pavimento no período (t);

CI – custo total de implantação da técnica;

i – inflação;

k – taxa de atratividade do investimento.

Da análise técnico-econômica optou-se pela inserção de uma geogrelha polimérica no interior da nova camada asfáltica, isto é, inicialmente executou-se uma camada asfáltica delgada (com espessura de 1,5 cm) com asfalto polímero, buscando a regularização do substrato do pavimento, seguida da inserção da geogrelha recoberta por uma nova camada com asfalto polímero (com espessura de 5 cm) nos locais mais críticos. No restante da

extensão da terceira faixa foi adotada a mesma solução, porém sem a inserção da geogrelha, constituindo desta forma a seção de referência do trecho experimental.

A construção e o monitoramento do trecho experimental têm como objetivo principal permitir uma comparação direta de duas diferentes soluções utilizadas como reforço da estrutura do pavimento. Foram executadas duas seções reforçadas com a geogrelha, com extensão de 564 e 179 metros, além de 1700 metros sem a inserção da geogrelha, contemplando apenas o asfalto modificado por polímero (AMP). As Tabelas 4.20 e 4.21 apresentam a caracterização das misturas asfálticas.

Tabela 4.20 – Características da mistura de textura fina utilizada na reperfilagem.

Características da mistura			Características da mistura - Marshall		
Ligante asfáltico		AMP	Teor ótimo	%	6.4
Tipo de Material		CBUQ	Densidade aparente	t/m^3	2.476
Faixa	DAER	A	Volume de vazios	%	4
Composição granulométrica			RBV	%	79.6
Brita 3/4"		0%	Estabilidade	kgf	1218
Brita 3/8"		38%	Fluência	(x 0.01")	11.5
Pó de pedra		62%			

Curva granulométrica da mistura					
Peneira	Projeto	Faixa de trabalho		Faixa Daer - B	
#	% pass	% pass		% pass	
3/4"	100	100.0	100.0	100.0	100.0
1/2"	94.7	100.0	100.0	100.0	100.0
3/8"	86.8	92.9	100.0	80.0	100.0
nº 4	63.8	58.2	70.2	55.0	75.0
nº 8	41.9	37.2	45.2	35.0	50.0
nº 30	20.7	18.1	26.1	18.0	29.0
nº 50	15.2	13.2	21.2	13.0	23.0
nº 100	10.6	10.6	16.6	8.0	16.0
nº 200	7.5	4.5	10.0	4.0	10.0

Tabela 4.21 – Características da mistura asfáltica da camada de rolamento.

Características da mistura			Características da mistura - Marshall		
Ligante asfáltico		AMP	Teor ótimo	%	6.3
Tipo de Material		CBUQ	Densidade aparente	t/m^3	2.456
Faixa	DAER	B	Volume de vazios	%	4
Composição granulométrica			RBV	%	79.6
Brita 3/4"		18%	Estabilidade	kgf	1840
Brita 3/8"		20%	Fluência	(x 0.01")	13.4
Pó de pedra		62%	Rt	kgf/cm^2	12.6

Curva granulométrica da mistura					
Peneira	Projeto	Faixa de trabalho		Faixa Daer - B	
#	% pass	% pass		% pass	
3/4"	100	100.0	100.0	100.0	100.0
1/2"	94.7	88.7	100.0	80.0	100.0
3/8"	86.8	81.0	90.0	70.0	90.0
nº 4	63.8	58.0	70.0	50.0	70.0
nº 8	41.9	38.0	46.0	35.0	50.0
nº 30	20.7	18.0	25.0	18.0	29.0
nº 50	15.2	13.0	19.0	13.0	23.0
nº 100	10.6	8.0	14.0	8.0	16.0
nº 200	7.5	5.0	9.0	4.0	10.0

O trecho experimental foi executado no dia 25 de janeiro de 2006 e está localizado entre os quilômetros 333+500 ao 336+000, lado direito (faixa 3), sentido Tabaí-Lajeado. Foram construídas duas seções com a geogrelha polimérica totalizando 743 metros e o restante sem a inclusão do reforço. O monitoramento deste trecho está sendo realizado constantemente, através do levantamento de defeitos, afundamentos e avaliação estrutural. Até o quarto mês de vida de serviço o pavimento apresentava-se isento de defeitos (Figura 4.101).



Figura 4.101 – Monitoramento após 4 meses de serviço.

A inserção do reforço na terceira faixa gerou uma melhoria da capacidade estrutural do trecho, o que pode ser visualizado pelo aumento dos raios de curvatura do pavimento (Figura 4.102).

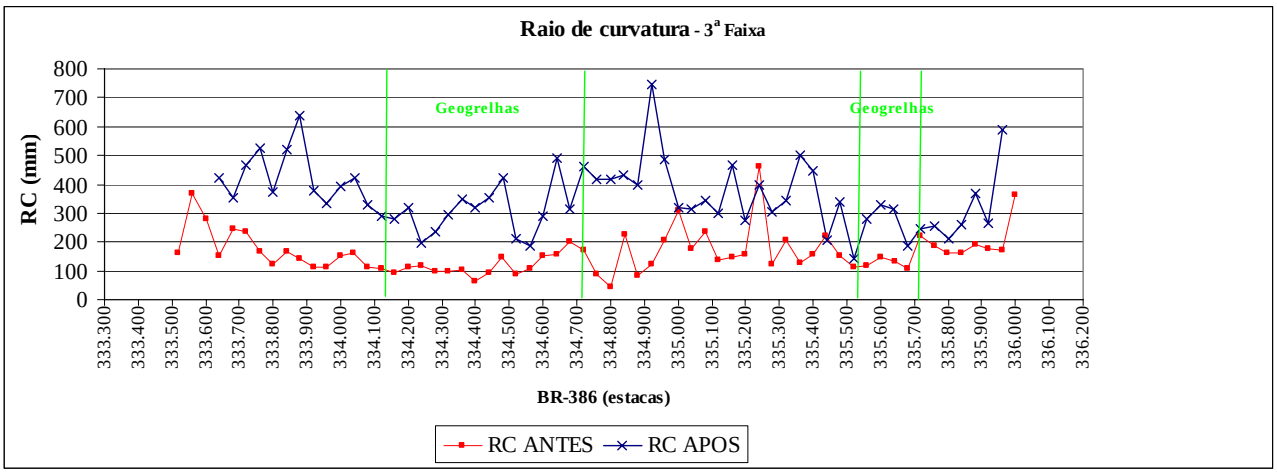


Figura 4.102 – Avaliação do raio de curvatura após cinco meses de serviço [64].

A melhoria dos raios de curvatura é observada já que no trecho com geogrelha encontra-se um valor médio 2,4 vezes maior que antes da restauração (RC_{antes}= 119 mm, $RC_{geogrelhas}$=290 mm), enquanto no trecho de referência a melhoria foi de 2,1 vezes. Este parâmetro mostra um considerável benefício com a inserção das geogrelhas já que estas foram testadas nos locais críticos do trecho.

A Figura 4.103 aponta a avaliação da irregularidade longitudinal (QI) no trecho, antes e após a inserção das geogrelhas poliméricas. Os dados foram cedidos pela concessionária Univias e fazem parte do seu Sistema de Gerência de Pavimentos.

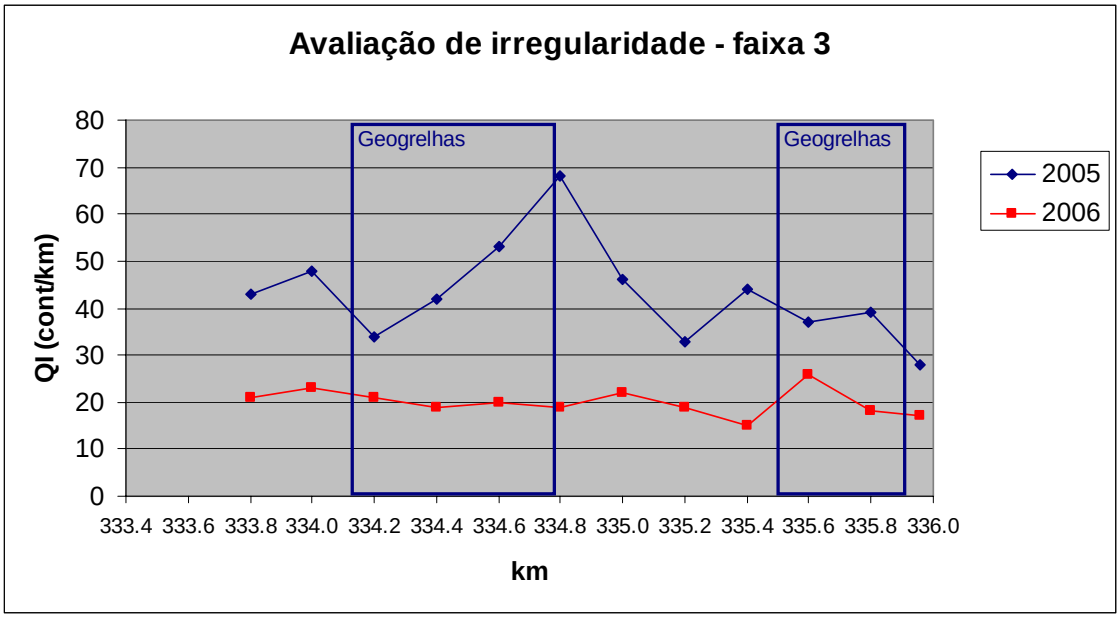


Figura 4.103 – Levantamento de irregularidade longitudinal na BR-386/RS.

Desta avaliação percebe-se a considerável redução da irregularidade no trecho, estas eram muito elevadas devido aos sucessivos reparos localizados realizados na pista, tanto que foi executada uma camada de reperfilagem em concreto asfáltico para que se pudessem executar as geogrelhas poliméricas numa camada nivelada. A maior concentração de irregularidade antes da restauração ocorreu entre o km 334+496 a km 334+862, pois neste segmento o revestimento existente era apenas uma camada de micro revestimento asfáltico à frio.

As geogrelhas poliméricas foram aplicadas nos locais com maiores irregularidades e, portanto, mais críticos. Ainda assim, após um ano de serventia observou-se uma redução de

QI em torno de 55% com relação ao pavimento antigo. Já a seção de controle apresenta uma redução de QI de 50% (Figura 4.104). Desta forma, percebe-se uma maior propensão de garantia às condições de conforto ao rolamento proporcionado pelas geogrelhas poliméricas.

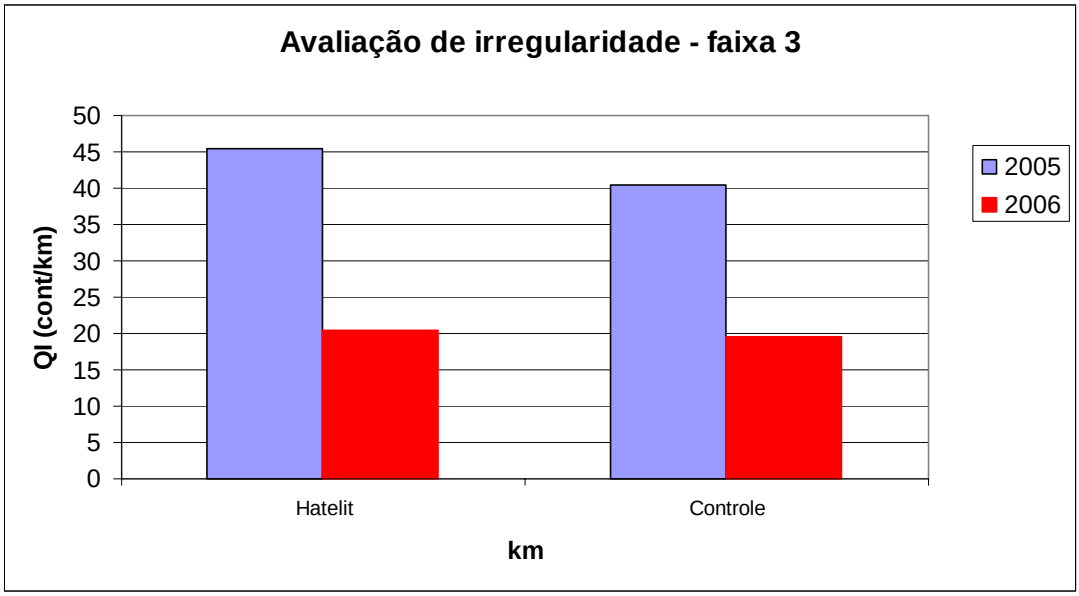


Figura 4.104 – Relação de QI antes e após a obra.

Após dois anos de vida de serviço o trecho apresenta alguns reparos localizados tanto no trecho reforçado com geogrelhas poliméricas quanto no trecho de controle. Estes foram necessários pela ocorrência pronunciada de afundamentos nas trilhas de rodas e escorregamento da camada, que devem estar ligados ao elevado teor de asfalto utilizado (teor em peso 6,3%). Atualmente a concessionária está investigando o problema da mistura asfáltica. A Figura 4.105 mostra a situação do trecho em maio de 2007, nesta data não se observava à presença de trincas.



Figura 4.105 – Ocorrência de ATR no trecho experimental.

Este trecho experimental tem demonstrado o bom comportamento das geogrelhas poliméricas como reforço estrutural neste alargamento da plataforma da rodovia. Deve-se lembrar, que as intervenções de fresagem e recomposição que estão sendo executadas devido aos problemas de fluência da massa asfáltica podem ser realizadas sobre a geogrelha polimérica, evitando a fresagem deste geossintético, que nestas condições é problemática pela sua rigidez e aderência a camada asfáltica.

Mais um trecho experimental em condições adversas foi realizado na rodovia BR-116/SP onde foram utilizadas geogrelhas poliméricas como reforço estrutural.

4.8. Rodovia Presidente Dutra – BR-116/SP - 2005

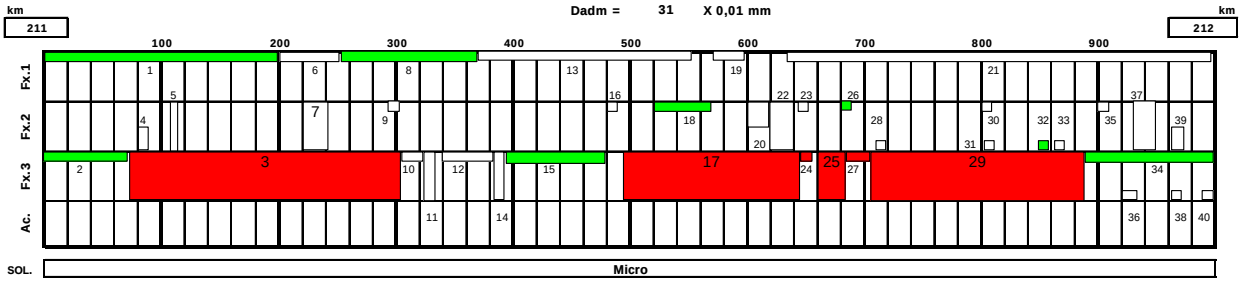
Este trecho experimental foi implementado entre os km 211+500 ao km 211+650, pista sul, na faixa 3, na via marginal, município de Guarulhos. Este local apresentava-se muito deteriorado e o projeto de restauração do pavimento indicava a necessidade de reconstrução, pois, esta faixa fazia parte de um alargamento de pista.

Por tratar-se de uma região com tráfego muito pesado, com volume diário médio de 76000 veículos, não é permitida a interdição da pista por muito tempo (apenas intervenções noturnas). Assim sendo, este trecho não pode ser reconstruído. Desta forma a concessionária

Nova Dutra resolveu testar a inserção de geogrelhas poliméricas (Hatelit C 40/17) no interior da camada asfáltica como reforço estrutural. A obra foi executada em fevereiro de 2005.

A região apresentava muitas trincas tipo “jacaré” com erosão de bordos, afundamentos nas trilhas de rodas, trincas longitudinais longas, alta incidência de remendos, panelas, escorregamento de massa, deflexões de $60x10^{-2}$ mm (deflexão admissível $31x10^{-2}$ mm) e QI próximo a 30 contagens/km. A Figura 4.106 mostra o perfil do levantamento visual detalhado.

A solução implementada foi a fresagem de 5 cm, inserção da geogrelha polimérica e recobrimento de 5 cm de CBUQ, entre o km 211+500 a km 211+650 (faixa 3), e uma seção de controle com fresagem e recomposição de CAUQ (espessura de 5 cm) entre o km 211+650 e km 211+760.



Faixa	km Inicial	Nº. Ocorrência	Tipo Defeito	Dimensão (m)			Área	Observação
1	211.000	1	TLL/ALC	1.0	x	200.0	200.0	
3	211.000	2	JE/ALC	1.0	x	70.0	70.0	BF
3	211.070	3	JE/ALC	3.5	x	232.0	812.0	BF/R
2	211.080	4	TLL	2.0	x	10.0	20.0	
2	211.110	5	TLL	3.5	x	1.0	3.5	
1	211.200	6	TLL	1.0	x	50.0	50.0	
2	211.220	7	TTC/J	3.5	x	22.0	77.0	
1	211.250	8	ALC	1.0	x	120.0	120.0	TTC/R
2	211.295	9	J	1.0	x	7.0	7.0	
3	211.302	10	TLL/J	1.0	x	20.0	20.0	
3	211.325	11	TLL	3.5	x	8.0	28.0	
3	211.338	12	TLL	1.0	x	44.0	44.0	
1	211.370	13	TLL	1.0	x	180.0	180.0	
3	211.382	14	JE/TLL	3.5	x	13.0	45.5	
3	211.395	15	TLL/JE	1.0	x	83.0	83.0	BF
2	211.480	16	TLL/J	1.0	x	10.0	10.0	
3	211.498	17	TLL/JE	3.5	x	164.0	574.0	P/R/ALC/BF
2	211.520	18	TLL/J	1.0	x	50.0	50.0	BF
1	211.570	19	TLL	1.0	x	30.0	30.0	
2	211.600	20	TLL/J	2.0	x	20.0	40.0	

Faixa	km Inicial	Nº. Ocorrência	Tipo Defeito	Dimensão (m)			Área	Observação
1	211.635	21	TLL/TTC	1.0	x	365.0	365.0	
2	211.620	22	TTC/J	3.5	x	20.0	70.0	
2	211.645	23	J	1.0	x	15.0	15.0	
3	211.642	24	TLL/JE	1.0	x	18.0	18.0	BF
3	211.660	25	TLC/JE	3.5	x	25.0	87.5	ALC/BF
2	211.680	26	TLC/JE	1.0	x	15.0	15.0	ALC/R/BF
3	211.685	27	JE	1.0	x	25.0	25.0	BF
2	211.710	28	TTC/J	1.0	x	0.2	0.2	
3	211.710	29	JE/TLC	3.5	x	172.0	602.0	BF
2	211.800	30	J	1.0	x	5.0	5.0	
2	211.805	31	TLC/JE	1.0	x	1.0	1.0	
2	211.850	32	JE/BF	1.0	x	5.0	5.0	ALC
2	211.863	33	TLC	1.0	x	1.0	1.0	
3	211.882	34	JE/P	1.0	x	118.0	118.0	ALC/BF
2	211.900	35	J	1.0	x	5.0	5.0	
3	211.920	36	TLL	1.0	x	15.0	15.0	
2	211.930	37	J/TLC	3.5	x	20.0	70.0	TTC
3	211.963	38	TLC/E	1.0	x	5.0	5.0	
2	211.965	39	TLC/TTC	2.0	x	15.0	30.0	KM 212=ESTACA
3	211.990	40	TLC	1.0	x	1.5	1.5	212+109,5

Figura 4.106 – Levantamento visual detalhado BR-116/SP km 211 – pista sul, pista marginal.

A Figura 4.107 apresenta o padrão de trincamento encontrado no trecho antes da restauração.



Figura 4.107 – Padrão de trincamento no trecho experimental antes da intervenção.

Após dez meses de serventia, o trecho com geogrelha (Hatelit C) apresentava trincas longitudinais longas e trincas tipo “jacaré”, já a seção de referência apresentava menor incidência de defeitos (apenas trincas longitudinais isoladas). A Figura 4.108 apresenta o levantamento de defeitos do trecho experimental após dois anos de vida de serviço. Sendo que o trecho com geogrelhas e a seção de controle estavam muito deterioradas.

ENGELOG SistemaCCR

TRECHO EXPERIMENTAL HATELIT

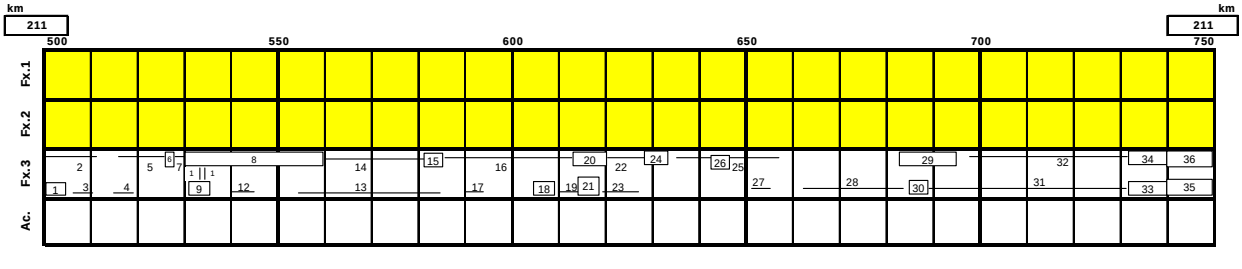
Pista Dupla
Crescente

Rodovia: BR-116
Sentido: SP

Data: 14/04/07
Avaliador: AISLAN BUHLER

Km Inicial: 211+500
Km Final: 211+750

Pista: SUL



SOL. HATELIT (FR+HR=5) | TRECHO DE REFERÊNCIA

Faixa	km Inicial	Nº. Ocorrência	Tipo Defeito	Dimensão (m)			Área	Observação
3	211+500	1	FC2	2.0	x	0.8	1.6	
3	211+500	2	TLL	11.3				
3	211+506	3	TLL	4.7				
3	211+515	4	TLL	4.0				
3	211+516	5	TLL	10.0				
3	211+526	6	FC2	1.0	x	1.0	1.0	
3	211+527	7	TLL	3.0				
3	211+530	8	FC3	30.0	x	0.8	24.0	
3	211+532	9	FC2	4.0	x	1.0	4.0	
3	211+532	10	TTC	1.0				
3	211+533	11	TTL	2.0				
3	211+540	12	TLL	5.0				
3	211+554	13	TLL	31.0				
3	211+560	14	TLL	22.0				
3	211+582	15	FC2	2.0	x	1.0	2.0	
3	211+584	16	TLL	28.0				
3	211+590	17	TLL	2.0				
3	211+607	18	FC2	2.0	x	0.7	1.4	
3	211+610	19	TLL	2.0				
3	211+613	20	FC3/P	8.0	x	1.0	8.0	
3	211+613	21	FC3	5.3	x	2.0	10.6	
3	211+621	22	TLL	8.0				
3	211+619	23	TLL	18.0				

Faixa	km Inicial	Nº. Ocorrência	Tipo Defeito	Dimensão (m)			Área	Observação
3	211+629	24	FC2	5.0	x	1.0	5.0	
3	211+637	25	TLL	21.0				
3	211+646	26	FC2	1.0	x	1.0	1.0	
3	211+651	27	TLL	4.5				
3	211+663	28	FC2	22.0				
3	211+683	29	FC2	12.0	x	1.5	18.0	
3	211+686	30	FC2	1.5	x	1.0	1.5	
3	211+688	31	TLL	43.0				
3	211+698	32	TLL	33.0				
3	211+731	33	FC2	9.0	x	1.0	9.0	
3	211+731	34	FC3	9.0	x	1.0	9.0	
3	211+740	35	FC3	10.0	x	1.5	15.0	
3	211+740	36	FC3	10.0	x	1.5	15.0	

Figura 4.108 – Monitoração de defeitos no trecho experimental.

A avaliação realizada após dois anos de existência do trecho experimental mostra que a alternativa de utilizar geogrelhas como reforço estrutural da camada asfáltica tem apresentado uma elevada incidência de defeitos, principalmente trincas longitudinais longas e trincas interligadas, assim como a seção de referência (Tabela 4.22).

Tabela 4.22 – Levantamento de defeitos (abril/2007).

Defeitos		**Controle**	**%**	**Hatelit**	**%**
Trincas isoladas	m	80.5	-	173.0	-
Trincas interligadas	m^2	67.5	18.8	58.6	10.9

A avaliação mostra que a seção de referência apresenta grau de trincamento mais severo, porém, no trecho com geogrelhas ocorre o surgimento de defeitos de forma mais acelerada. Desta forma, tendo que a solução a ser adotada deveria ser a reconstrução do pavimento, as geogrelhas poliméricas não apresentaram bom desempenho como reforço estrutural. A Figura 4.109 mostra a ocorrência de defeitos no trecho reforçado com geogrelhas poliméricas.



Figura 4.109 – Defeitos no trecho reforçado com Hatelit.

A avaliação deflectométrica realizada antes e após a obra demonstra que a inserção das geogrelhas poliméricas não contribuiu na redução das deflexões (Figura 4.110). Isto é, a deflexão característica do trecho antes da restauração era $40x10^{-2}$ mm e após a intervenção

passou a ser $44x10^{-2}$ mm. Devido ao elevado grau de trincamento do pavimento, o processo de fresagem a frio fragilizou a camada asfáltica remanescente, justificando o acréscimo de deflexões.

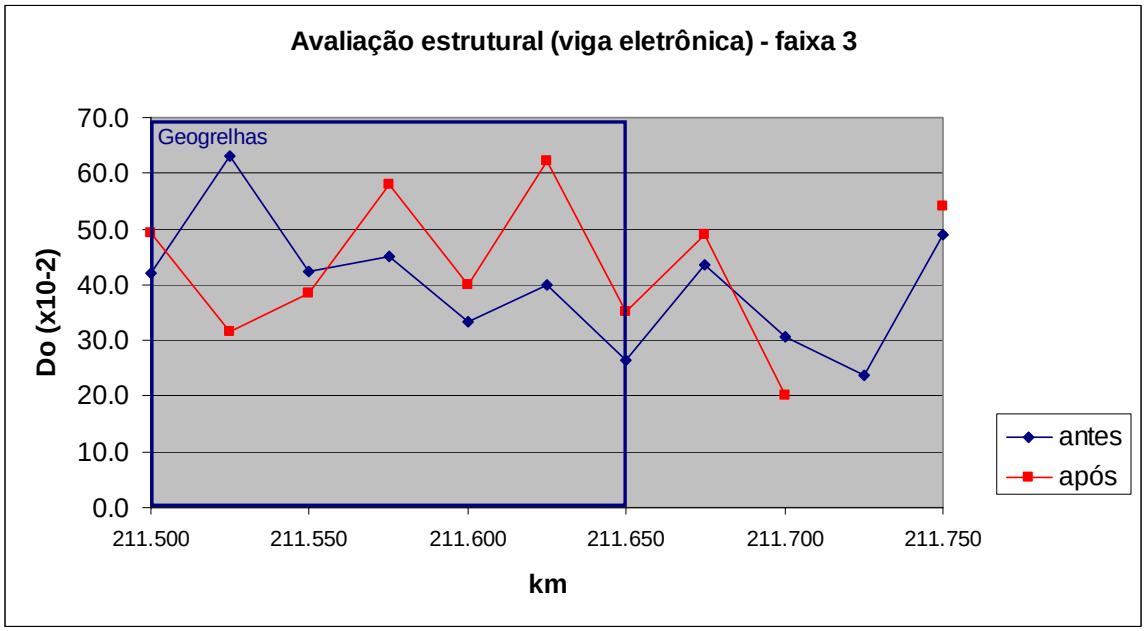


Figura 4.110 – Avaliação estrutural do trecho.

O trecho com geogrelhas teve um aumento de deflexões após a obra de 7%, enquanto a seção de referência teve um acréscimo de 11%. Devido ao elevado padrão de trincamento e a ineficiência na redução de deflexões, conclui-se que a inserção de geogrelhas poliméricas foi ineficiente na função de reforço estrutural.

Os resultados de campo conduzem a valores que demonstram o benefício da utilização das grelhas de reforço entretanto, estes possíveis benefícios devem ser mensurados pelos métodos de dimensionamento.

V. MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO

A capacidade de carga e a vida de serviço do sistema de recapeamento asfáltico são influenciadas por muitos fatores como as condições e capacidade de suporte do pavimento antigo, propriedades mecânicas do material de reforço (rigidez e flexibilidade), espessura e qualidade do concreto asfáltico aplicado no recapeamento, tipo e processo de instalação do material de reforço (por exemplo, preparação da superfície antiga, taxa da pintura de ligação) e qualidade da aderência entre a camada intermediária e a camada adjacente [67].

Já que os modelos de dimensionamento tradicionais não contemplam a utilização das modernas técnicas de pavimentação e no caso específico, das grelhas de reforço, faz-se uma pergunta corriqueira no meio técnico: como dimensionar um recapeamento asfáltico com a inserção de uma geogrelha ou grelha de reforço? Estes materiais propiciam uma redução de espessura da nova camada asfáltica de recobrimento?

A resposta à estas dúvidas é apresentada pela referência [66], os quais afirmam que o dimensionamento deve ser feito através da previsão do desempenho futuro do pavimento restaurado, envolvendo as técnicas convencionais de restauração e aquela concebida com o uso do material de reforço cuja aplicação estiver sendo investigada.

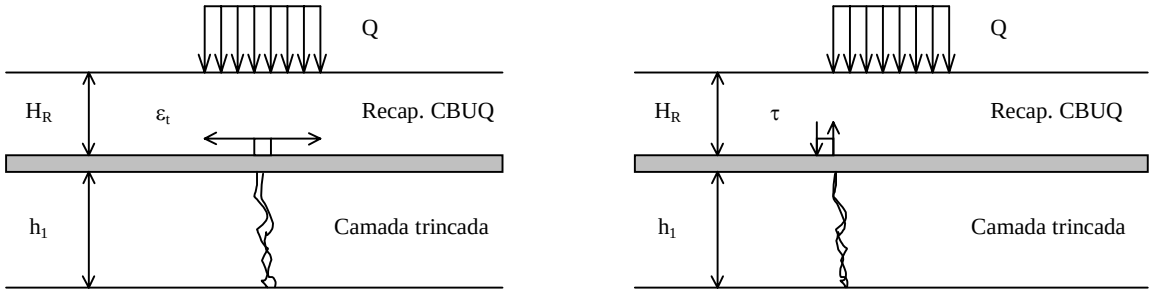
Para tanto, modelos apropriados e confiáveis devem ser aplicados, com preferência aqueles estruturados dentro da concepção dos modelos mecanístico-empíricos (modelos fundamentados em bases teóricas consistentes e cuja validação e calibração experimental tenha sido feita a partir de pavimentos reais em serviço).

5.1. Modelo Proposto

O modelo sugerido faz previsões envolvendo a ocorrência de trincamento por reflexão da camada asfáltica de recapeamento, geração de afundamentos em trilhas de rodas sob a ação das cargas repetidas do tráfego e progressão da irregularidade longitudinal [56].

Em termos de previsão da vida de reflexão de trincas da camada asfáltica de recapeamento, deve-se considerar que a passagem de uma carga de roda ocasiona três

condições críticas de solicitação, como ilustrado na Figura 5.1: um pulso de tração na flexão (quando o centro da área carregada está alinhado com a trinca) e dois pulsos de cisalhamento ao longo do plano da trinca (quando o bordo da área carregada se alinha com a trinca, posição em que as máximas tensões de cisalhamento são aplicadas no plano da trinca).



(a) Modo Flexão (b) Modo Cisalhante

Figura 5.1 - Mecanismos do trincamento por reflexão [56].

O consumo à fadiga produzido por uma passagem da carga de roda é dado por [56]:

$$cf_1 = \frac{1}{N_f} + \frac{2}{N_c} \tag{5.1}$$

onde: N_f e N_c são, respectivamente, os números de ciclos de carga capazes de, isoladamente, produzirem a formação da trinca de reflexão, nos modos flexão e cisalhante de solicitação. Em se tratando de um sistema com reforço, deve-se escrever [56]:

$$cf_1 = \frac{1}{F_f N_f} + \frac{2}{F_c N_c} \tag{5.2}$$

onde:

F_f e F_c são os fatores de incremento da resistência à fadiga proporcionada pela inserção do reforço na camada asfáltica, os quais devem ser obtidos experimentalmente. Conhecendo-se cf_1, o número de passagens da carga de roda capaz de levar a camada asfáltica ao final de sua vida de reflexão de trincas é dado por [56]:

$$N_0 = \frac{1}{cf_1} \tag{5.3}$$

de acordo com a Lei de Miner, cuja aplicação foi verificada ser válida para misturas asfálticas.

No caso de geotêxteis, geogrelhas poliméricas, grelhas de fibra de vidro e grelhas metálicas os fatores encontrados na literatura, principalmente nos congressos do *RILEM* (1996 a 2000), apontam para valores maiores que 1, sendo que, no caso das grelhas metálicas aproxima-se de 10.

O fato de se sugerir valores de $F_c > 1$ em todos os casos, mesmo em geotêxteis, que não têm capacidade de transmitir esforços entre o lado carregado e não carregado da trinca na posição cisalhante, está associado ao efeito de redução da severidade da trinca de reflexão, de modo que o entrosamento de agregados nas paredes da trinca refletida seja incrementado pela presença do geossintético.

A estimativa de N_f e de N_c deve ser feita a partir de um modelo de previsão de desempenho mecanístico-empírico para o caso de recapeamento simples (sem a presença do reforço). Assim, foram obtidas as previsões de vida de reflexão de trincas mostradas pelo software *Pavesys*, desenvolvido com base em modelos mecanísticos cuja validade foi aferida a partir de estudos especiais (*AASHO Road Test*, experimentos do *USACE* que levaram aos métodos baseados no CBR, Pista Circular de Nantes, pesquisa *SHRP-LTPP*) e que recebeu calibração experimental baseada no desempenho observado em pavimento em serviço no Brasil, pavimentos estes não reforçados.

Os resultados mostrados na Tabela 5.1 referem-se ao número acumulado de repetições do eixo padrão rodoviário de 80 kN requerido para que as primeiras trincas de fadiga se tornem visíveis na superfície do pavimento, de uma estrutura de pavimento hipotética. Já a Tabela 5.2 se refere ao momento em que a camada asfáltica de recapeamento atinge uma percentagem de área trincada igual a 20%, situação que pode ser considerada como descrevendo a condição em que o pavimento deve ser restaurado, por estarem as duas trilhas de rodas praticamente tomadas pelo trincamento.

Tabela 5.1 - Vida de reflexão de trincas (10^6 repetições) para início do trincamento [56].

H_R (cm)	**N_0 para h_1 = 5 cm**	**N_0 para h_1 = 10 cm**	**N_0 para h_1 = 15 cm**
4	0,449	0,529	0,665
6	0,666	0,866	1,140
8	0,956	1,530	2,320
10	2,010	3,080	4,420

Tabela 5.2 - Vida de reflexão de trincas em recapeamento simples (10^6 repetições) para TR = 20% [56].

H_R (cm)	**N_f para h_1 = 5 cm**	**N_f para h_1 = 10 cm**	**N_f para h_1 = 15 cm**
4	0,910	0,989	1,130
6	1,260	1,460	1,750
8	1,670	2,260	3,050
10	2,860	3,920	5,250

A Tabela 5.3 mostra os fatores que devem ser aplicados aos valores de N_f da Tabela 5.2 caso a camada asfáltica de recapeamento seja reforçada por um material que apresente os fatores de incremento de vida de fadiga F_f e F_c ali indicados. As vidas de reflexão de trincas da Tabela 5.2 devem ser encaradas apenas como uma indicação de ordem de grandeza, na medida em que se baseiam em condições estruturais e climáticas específicas. Já os fatores de incremento podem ser utilizados de maneira mais geral, de modo que a vida de reflexão de trincas do pavimento reforçado é dada por:

$$N_f^{ref} = Fator \times N_f \tag{5.4}$$

.

Tabela 5.3 - Fatores de Aumento da Vida de Reflexão de Trincas para h_1 = 5 cm.

H_R (cm)	*Ff*	*Fc*	Fator	H_R (cm)	*Ff*	*Fc*	Fator
	1	1	1.00		1	1	1.00
		2	1.01			2	1.02
		5	1.02			5	1.02
		10	1.02			10	1.02
	2	1	1.09		2	1	1.51
		2	1.11			2	1.54
4		5	1.11	8		5	1.57
		10	1.13			10	1.59
	5	1	1.37		5	1	2.87
		2	1.43			2	3.08
		5	1.46			5	3.23
		10	1.46			10	3.28
	10	1	1.84		10	1	4.63
		2	1.98			2	5.30
		5	2.05			5	5.83
		10	2.10			10	5.99

Esta análise considera os fatores de acréscimo de vida de serviço baseados em experimentos de laboratório, os quais devem ser comparados aos resultados encontrados no campo. Portanto, faz-se necessária a calibração através do comportamento de campo.

5.2. Aplicação do Modelo

A previsão de desempenho futuro dos trechos experimentais é restrita ao teste com grelhas metálicas na BR-116/SP, km 163, pista norte, já que os demais trechos avaliados nesta pesquisa apresentaram problemas de instalação que prejudicaram o bom desempenho das técnicas de pavimentação.

O trecho experimental localizado em Jacareí – SP apresenta tráfego anual de $9{,}4 \times 10^6$ veículos conforme preconização da *AASHTO*, sendo que mais de 40% do tráfego é composto por veículos pesados. A estrutura de pavimento existente é apresentada na Figura 5.2.

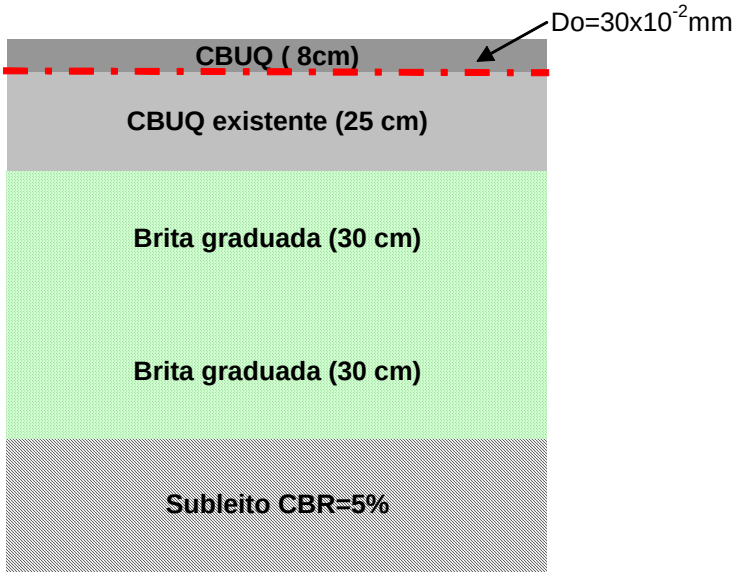


Figura 5.2 – Estrutura do pavimento reforçado com grelhas metálicas.

Avaliou-se o desempenho desta estrutura de pavimento reforçada com grelhas metálicas através do método de dimensionamento de pavimentos mecanístico *Pavesys 10*. A Tabela 5.4 apresenta as características mecânicas do pavimento.

Tabela 5.4 - Previsão de vida de serviço.

Trecho	E_R (MN/m^2)	E_{exist} (MN/m^2)	E_B (MN/m^2)	E_{SB} (MN/m^2)	E_{SL} (MN/m^2)	N AASHTO
Grelha metálica	3500	1500	120	120	50	9,4x10^6

O método de dimensionamento requer a caracterização da via (velocidade operacional, número de camadas que compõe a estrutura, situação do pavimento, neste caso trincada com abertura de trincas de 3 mm), caracterização dos materiais utilizados, composição do tráfego atuante e condições climáticas (neste caso considerou-se temperatura constante de 23°C). Após a caracterização do pavimento faz-se o dimensionamento. Para isto assumiu-se as seguintes variáveis:

- Irregularidade longitudinal atuante 45 (cont/km);

- Afundamentos plásticos (neste caso nulo devido à execução de fresagem);

- Deflexão atuante $30x10^{-2}$ mm;

- Fator de flexão para as grelhas metálicas igual a 5;

- Fator de cisalhamento para as grelhas metálicas igual a 5.

A Figura 5.3 apresenta algumas telas do método.

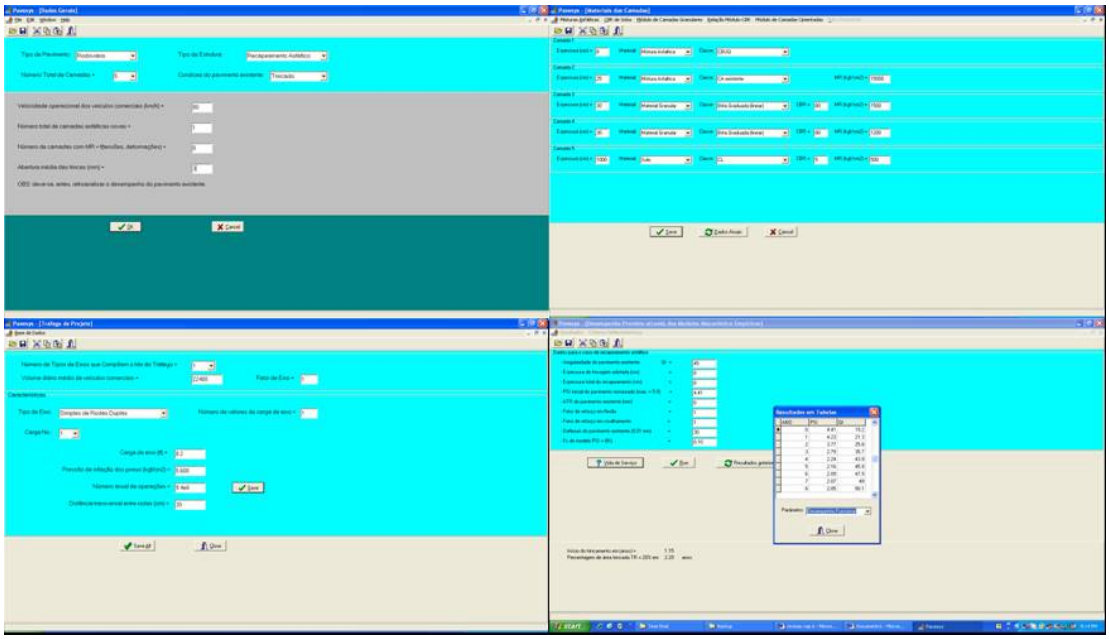


Figura 5.3 - Telas de programa *Pavesys* 10.

A Tabela 5.5 apresenta a previsão de desempenho proposta pelo método mecanisista. O método comprova a tendência observada no campo da maior eficiência das grelhas metálicas. Contudo, o benefício estimado pelo método de dimensionamento é consideravelmente superior ao desempenho observado no campo.

Tabela 5.5 – Previsão de desempenho pelo modelo Pavesys 10.

Trecho	Fator de Flexão=1 e fator de cisalhamento=1		Fator de Flexão=5 e fator de cisalhamento=5		Fator Pavesys 10 grelha/CBUQ		Fator campo grelha/CBUQ	
	Início trincas (anos)	Vida de serviço (anos)	Início trincas (anos)	Vida de serviço (anos)	Início trincas	Vida de serviço	Início trincas	Vida de serviço
BR-116/SP	1,2	2,3	5,7	6,9	5,0	3,0	1,2	1,05

O fator de efetividade para o surgimento de trincas observado no campo (1,2 vezes) é inferior ao obtido no método de dimensionamento (5,0 vezes) fato que se deve as diferentes

condições de campo e laboratório, já que os fatores de flexão e cisalhamento que alimentam o método de dimensionamento foram obtidos em laboratório. Assim, a calibração dos fatores campo versus laboratório podem melhorar a previsão feita pelo método. A Figura 5.4 mostra a evolução de trincamento realizada pelo *Pavesys* 10.

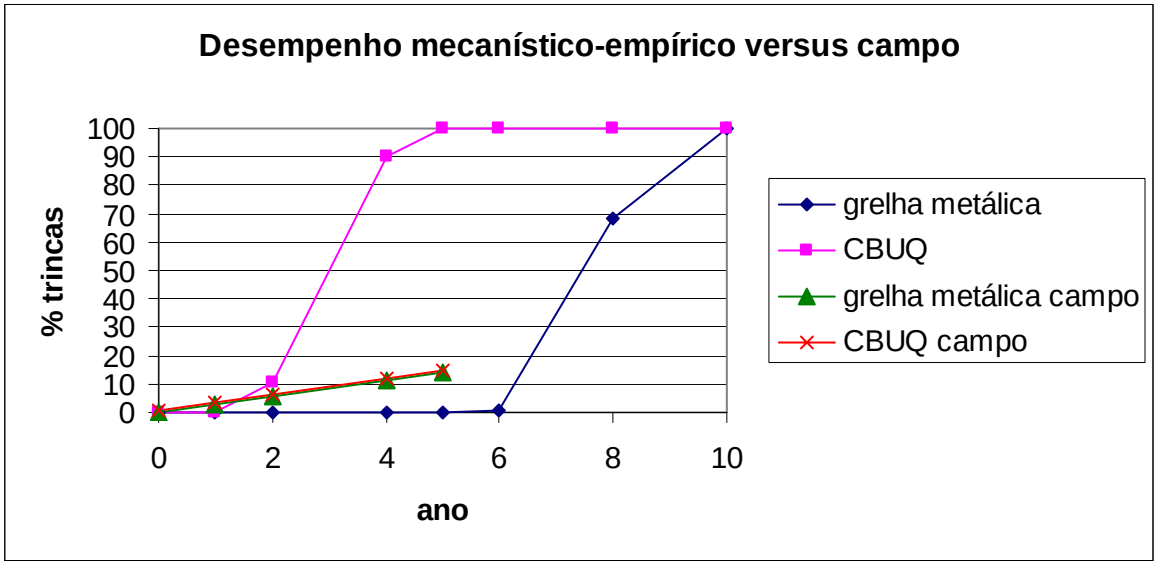


Figura 5.4 – Evolução de trincamento.

O modelo mecanístico ora citado estimou o surgimento de trincas no trecho de referência após aproximadamente 1,2 ano, valor semelhante ao encontrado no campo. Por outro lado o surgimento das trincas nos segmentos com grelhas metálicas ocorreu logo em seguida, ainda no primeiro ano, muito antes da estimativa do modelo (5,7 anos).

Como a finalização do trecho experimental ocorreu com 3 anos de serviço devido a uma falha de planejamento, não se pode avaliar o desempenho de longo prazo. A previsão de afundamentos nas trilhas de rodas pelo *Pavesys* 10 é apresentada na Figura 5.5.

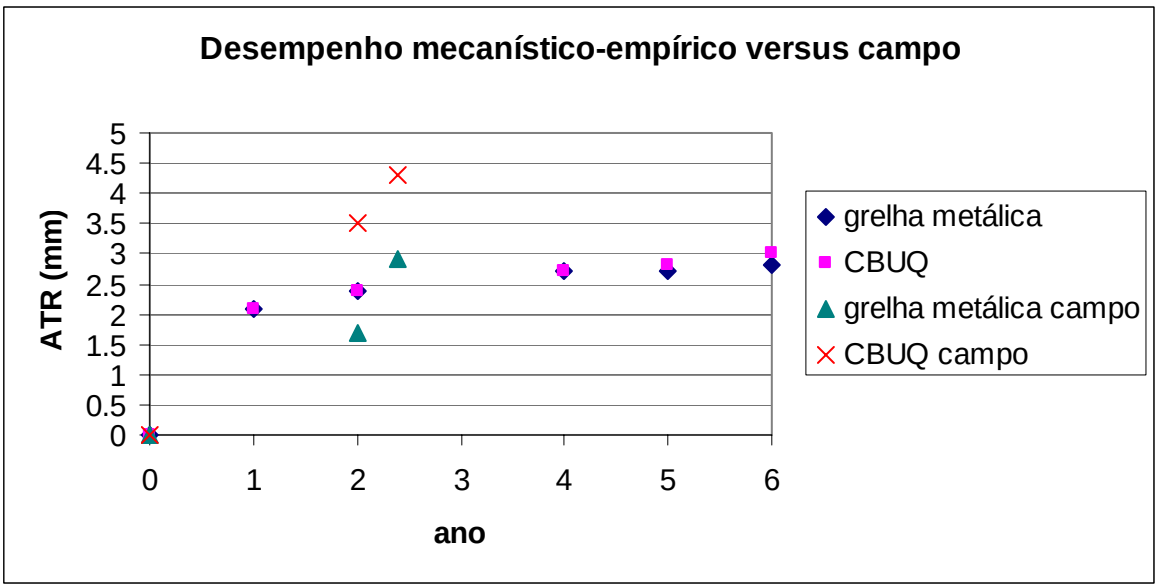


Figura 5.5 – Previsão de ATR pelo Pavesys 10.

O modelo mecanístico-empírico prevê evolução semelhante de afundamentos nas trilhas de rodas nos trechos de referência e reforçado. Entretanto, as leituras de ATR no trecho experimental mostram que este tem potencial em reduzir a ocorrência de afundamentos plásticos nas trilhas de rodas em 40%.

Sugere-se que o modelo de previsão de ATR seja calibrado através de modelos encontrados no campo. Entretanto, a análise a seguir (Figura 5.6) apresenta uma sugestão de calibração num único trecho experimental contemplando as grelhas metálicas. Desta forma, propõe-se um fator de calibração para afundamentos nas trilhas de rodas no campo versus modelo mecanístico (FCCM).

$$FCCM = \frac{ATR_{PAVESYS}}{ATR_{CAMPO\quad GRELHAMETALICA}} = \frac{0{,}3483 x Log(N)}{0{,}3144 x Log(N)} = 1{,}10 \qquad (5.5)$$

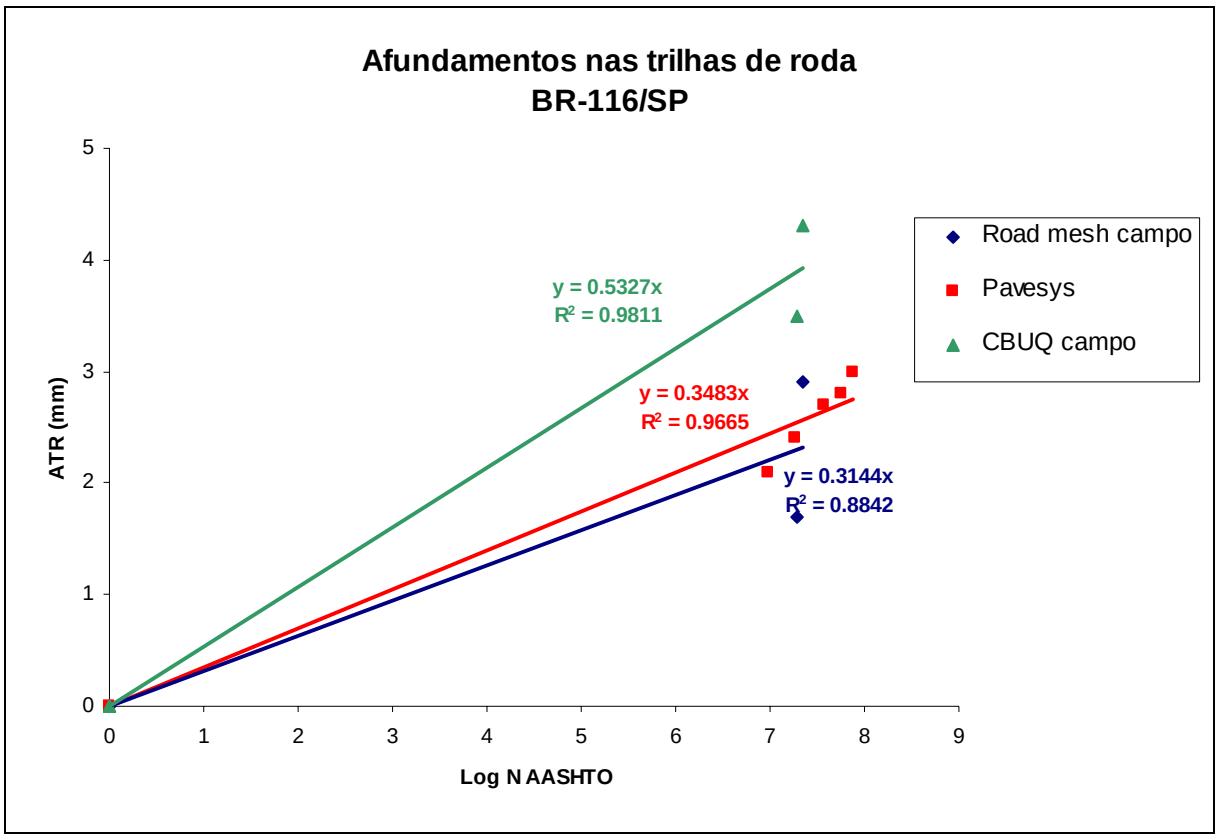


Figura 5.6 – Comparação de ATR Pavesys 10 versus campo.

Pode-se também, definir um fator de efetividade baseado nos afundamentos nas trilhas de rodas encontrados no campo, no trecho de referência e no reforçado com as grelhas metálicas (FCCC), em que se percebe o benefício gerado pela inserção das grelhas.

$$FCCC = \frac{ATR_{SEM\ \ REFORÇO}}{ATR_{GRELHA\,METÁLICA}} = \frac{0{,}5327 \times Log(N)}{0{,}3144 \times Log(N)} = 1{,}69 \qquad (5.6)$$

O benefício encontrado na redução dos afundamentos nas trilhas de rodas no trecho reforçado com grelhas metálicas pode ser expresso nos métodos de dimensionamento tradicionais DNIT e AASHTO através da aplicação do fator de calibração (FCCC) na previsão de tráfego acumulado.

Observa-se neste trecho experimental (BR-116/SP, km 163/PN) que a previsão de trincamento estimada pelo método mecanístico-empírico supera sensivelmente o desempenho encontrado no campo. Por outro lado, percebe-se o desempenho de campo semelhante entre o trecho de referência (não reforçado) e o trecho com grelha metálica (Figura 5.4) conforme o modelo estatístico adotado na pesquisa.

Na tentativa de avaliar o modelo estatístico que prevê ganhos muito baixos quanto ao surgimento de trincas (benefício de aproximadamente 1%), bem como verificar a estimativa proposta pelo modelo mecanístico-empírico, avaliou-se o desempenho a fadiga do trecho através do método empírico proposto pela norma DNER – PRO-10/1979 – A [68].

Este método propõe o cálculo de uma espessura efetiva do revestimento (h_{ef}), a qual é função da espessura de revestimento existente (h_e) e de um fator de espessura existente (f_r) dependente do índice de fissuração do pavimento (IF).

$$h_{ef} = h_e \times f_r$$

$$f_r = 1 - 0{,}007 \times IF \tag{5.7}$$

$$IF = 0{,}25 \times FC1 + 0{,}625 \times FC2 + FC3$$

A aplicação do método proposto pelo DNIT confirma os resultados encontrados pelo modelo estatístico, isto é, a espessura efetiva encontrada para o trecho com grelha metálica foi de 7,4 cm e para o trecho de referência 7,1 cm, convergindo para um pequeno benefício com a inserção da grelha metálica, em torno de 3%.

Uma análise econômica contemplando apenas o diminuto efeito na postergação do trincamento certamente inviabiliza a utilização de tal técnica, mas a associação com o efeito de redução de afundamentos nas trilhas de rodas oportuniza o efeito benéfico no custo da técnica ao longo da vida de serviço do pavimento.

O desempenho do trecho experimental mostra que a aplicação direta de fatores de cisalhamento e flexão obtidos em laboratório não representa o desempenho de pavimentos reforçados com grelhas metálicas. Muitos são os fatores que condicionam este comportamento:

- Dificuldade de reproduzir o processo de instalação das grelhas metálicas no laboratório;

- Configuração do carregamento atuante heterogênea, já que em laboratório aplicou-se carregamento estático e na rodovia tem-se a aplicação de cargas repetidas com excesso de peso na maioria das vezes;

- Em laboratório despreza-se a influência da estrutura do pavimento, sistema de drenagem e variações climáticas;

- O efeito bidimensional proporcionado pelas grelhas no campo não pode ser representado em laboratório. Este efeito pode ser verificado pela redução dos afundamentos nas trilhas de roda;

- A validade do processo de instalação das grelhas metálicas apenas com a fixação por grampos.

VI. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Neste trabalho muitos parâmetros foram levantados na literatura, em laboratório e em rodovias, na tentativa de avaliar os benefícios gerados pela inserção das grelhas de reforço em pavimentos asfálticos no combate aos diversos mecanismos de deterioração. O correto funcionamento destes materiais é dependente do processo de instalação e de suas propriedades mecânicas. Desta maneira, a especificação das grelhas de reforço deve abranger o mecanismo de deterioração a ser combatido e o método executivo de instalação do reforço.

A avaliação dos trechos experimentais constituintes desta pesquisa e demais experiências consultadas mostram que as grelhas metálicas, grelhas de fibra de vidro e geogrelhas poliméricas podem retardar a propagação de trincas, reduzir a ocorrência de afundamentos nas trilhas de roda e indícios de que podem minimizar a ocorrência de irregularidade longitudinal devido ao efeito associado da redução de severidade das trincas e deformações.

A realização de ensaios de fadiga sob a ação de carregamentos no modo cisalhante, em diferentes geossintéticos permite concluir que as geogrelhas poliméricas apresentam melhor desempenho com benefício de aproximadamente 5 vezes se comparadas a uma camada de CBUQ não reforçada. Isto também ficou evidente na avaliação qualitativa, pois ao final do ensaio as vigas reforçadas com as geogrelhas continuavam integras e rígidas, enquanto as compostas pelos demais materiais encontravam-se deterioradas. O ótimo desempenho das geogrelhas poliméricas no combate ao trincamento por reflexão, comprova que a seleção da grelha não é dependente apenas da rigidez do material e sim da resistência mobilizada contra o arrancamento na vizinhança da camada asfáltica.

Os geotêxteis, geocompostos e grelhas de fibra de vidro apresentaram benefícios semelhantes, com fatores próximos de 3. Este comportamento ruim das grelhas de fibra de vidro caracterizado pela sua ruptura ao longo dos ensaios comprova os indícios apontados na

literatura de que este material não resiste a carregamentos cíclicos, embora seja o material com maior rigidez.

Os diferentes procedimentos de saturação dos geotêxteis e geocompostos em laboratório não influenciaram o desempenho dos geossintéticos devido às reduzidas dimensões dos corpos de prova. Todavia, comprovou-se que a severidade do trincamento do pavimento asfáltico condiciona a taxa de ligante asfáltico usada na camada de ligação para garantir a aderência entre o pavimento antigo e o material utilizado. Assim, o grau de deterioração do pavimento é diretamente proporcional à taxa de pintura de ligação.

Os testes em rodovias em serviço mostram que a utilização de um material ou técnica de pavimentação deve ser realizada de forma criteriosa, observando-se as características e limitações das técnicas selecionadas no combate aos mecanismos de deterioração atuantes no pavimento. Assim, em todo trecho experimental deve-se diagnosticar o mecanismo de deterioração atuante, apontar as alternativas aptas a combater tal mecanismo para aí sim realizar testes com novos materiais. Isto também deve ser feito no projeto de restauração de rodovias.

As geogrelhas poliméricas (Hatelit C 40/17) utilizadas na Avenida Pedro Friggi, mostraram-se eficiente no combate aos afundamentos nas trilhas de rodas. A proposição de um fator de efetividade no combate aos afundamentos plásticos (F_{ATR}) baseado nos dados de monitoramento pode ser expresso pela expressão da equação 6.1.

$$F_{ATR} = \frac{N_{10}^{HATELIT}}{N_{10}^{CBUQ}} = \frac{266666}{189036} = 1{,}4 \qquad (6.1)$$

O beneficio alcançado pelas geogrelhas poliméricas é considerável já que o mecanismo de deterioração preponderante nesta via são os afundamentos plásticos e pela literatura as geogrelhas não apresentam benefícios no combate deste mecanismo.

Devido à utilização das geogrelhas apenas nas trilhas de rodas, o desempenho à fadiga deste material na avenida Pedro Friggi, foi ruim, pois não inibiu o surgimento e a propagação

das trincas. Isto comprova que as geogrelhas poliméricas devem ser utilizadas em toda a largura da faixa de tráfego, já que necessitam de comprimento de ancoragem adequado.

A utilização das grelhas metálicas na Rodovia Presidente Dutra aponta a necessidade de envolvimento da grelha numa camada de lama asfáltica ou micro revestimento asfáltico a frio, minimizando as dificuldades de instalação do reforço e tornando a nova superfície mais regular, garantindo a maior redução de irregularidade na superfície do pavimento.

A inserção das grelhas metálicas (BR-116/SP) mostrou um pequeno efeito de redução de trincas, próximo de 1%. Porém, o benefício mais significativo e foco do estudo mostram a redução de ATR, com benefício médio de 40%.

A análise em função do comportamento funcional do segmento onde foi construído o trecho experimental mostra que à medida de restauração do pavimento, com a inserção das grelhas metálicas, ocorrida em 2002, melhorou as condições de conforto ao rolamento.

O experimento com grelhas metálicas na Rodovia BR-040/RJ (CONCER) mostra a existência de deficiências estruturais que dificultaram inclusive a fixação das grelhas devido às imperfeições da camada fresada, dificultando a aderência da grelha ao substrato. Além disso, o trecho reforçado apresentou péssimo desempenho quanto ao surgimento e propagação de trincas e deformações permanentes, mostrando a ineficiência do reforço.

O teste realizado na BR-290/RS mostra que a redução da espessura mínima de recobrimento das grelhas de fibra de vidro para 3 cm não é possível, devido à ocorrência de dobras, rugas, trincas no pavimento, movimentação do material e falta de aderência. Esta tentativa de redução de espessura da camada mínima de recobrimento visa à inserção de grelhas e recobrimento com camadas asfálticas delgadas. Este trecho mostrou que tal técnica não tem potencial de reduzir os afundamentos nas trilhas de rodas na situação avaliada (camada de recobrimento delgada).

O critério de inserção das geogrelhas poliméricas na BR-386/RS mostra a importância da previsão de desempenho das alternativas e análise de viabilidade técnica e econômica, sendo

que este trecho previu a avaliação das geogrelhas como alternativa de reforço estrutural. Observou-se um ganho de capacidade estrutural, medido pelo raio de curvatura de 2,4 vezes, enquanto a seção de referência apresentou benefício de 2,1 vezes.

As geogrelhas poliméricas foram aplicadas nos locais com maior irregularidade e, portanto, mais críticos. Ainda assim, após um ano de serventia observa-se uma redução de irregularidade do pavimento em torno de 55% com relação ao pavimento antigo, já a seção de controle apresenta uma redução de 50%. Desta forma, sugere-se uma análise detalhada sobre o potencial de garantir melhores condições de conforto ao rolamento ao pavimento reforçado com geogrelhas poliméricas.

Dentre as conclusões gerais do trabalho estão:

1. A principal alternativa de contemplar os benefícios gerados pelas grelhas são os modelos mecanístico-empíricos, os quais devem ser calibrados no campo e em laboratório, já que estas duas situações apresentam benefícios muito diferentes. A decisão da grelha a ser usada é dependente do mecanismo de deterioração a ser combatido e a viabilidade técnica e econômica das alternativas.
2. Os resultados de laboratório apresentam resultados superiores aos encontrados no campo, tornando necessária à aplicação de um fator de redução para sua aplicação em metodologias de dimensionamento.

Algumas sugestões para o desenvolvimento de futuras pesquisas complementares a utilização de grelhas de reforço no interior de camadas asfálticas:

1. Validação de fatores de calibração que permitam a previsão da vida de serviço das grelhas de reforço em métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos.
2. Influência da abertura da malha das geogrelhas e grelhas no desempenho no combate às deformações plásticas e trincamento por fadiga.
3. Realização de testes a deformações permanentes em laboratório e campo para as diferentes grelhas.

4. Estudo do efeito de redução de irregularidade longitudinal e severidade das trincas proporcionada pela inserção das grelhas de reforço.
5. Análise do efeito ocasionado pelo “salgamento” sobre as grelhas de reforço.
6. Avaliação da possibilidade de redução de espessura das camadas asfálticas com a inserção das grelhas de reforço.

7. Avaliar o efeito da variação da faixa granulométrica no desempenho das grelhas no combate às deformações permanentes.

VII. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Molenaar, A.A.A., Evaluation of Pavement Structure with Emphasis on Reflective Cracking. Second International Conference on Reflective Cracking in Pavement, RILEM, Liege, Belgium, p. 21-48, 1993.

[2] Colombier, G., Fissuration des Chaussées: Nature et Origine des Fissures; Moyens pour Maîtriser leur Remontée. First International Conference on Reflective Cracking in Pavement. Ed. Rigo and R. Degeimbre, RILEM, Liege, Belgium, pp. 3-22, 1989.

[3] Rodrigues, R.M., Estudo do Trincamento dos Pavimentos. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.

[4] Majidzadeh, K., Ramsamooj, D.V., Mechanistic Approach to the Solution of Cracking in Pavements. Highway Research Board, Special Report 140, pp. 143-157, 1973.

[5] Hugo, F., Kennedy, T.W., Surface cracking of asphalt mixtures in Southern Africa. Proc. Association of Asphalt Paving Technologists, V.54, 1985.

[6] Wambura, J., Maina, J., Smith, H.R., Kenya Bituminous Materials Study. Transportation Research Record, TRB, Washington D.C., EUA, pp 129-137, 1999.

[7] Gerritsen, A.H., van Gurp, C., van der Heide, J.P.J., Molennar, A.A.A., Pronk, A.C., Prediction and Prevention of surface cracking in asphaltic pavements. 6th International Conference on Asphalt Pavements, Ann Arbor, 1987.

[8] Uhlmeyer, J.S., Willoughby, K., Pierce, L.M., Mahoney, J.P., Tpo-down cracking in Washington State Asphalt Concrete wearing courses. Transportation Research Record 1730, TRB, Washington D.C., EUA, pp 110-116, 2000.

[9] Myers, L.A., Roque, R., Ruth, B.E., Mechanisms of surface initiated longitudinal wheel path cracks in high-type bituminous pavements. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 67, pp 401-432, 1998.

[10] Svasdisant, T., Schorsch, M., Baladi, G.Y., Pinyosunun, S., Mechanistic Analysis of top-down cracks in asphalt pavements. Transportation Research Record, TRB, Washington D.C., EUA, 2000.

[11] Bühler, A., Estudo do Efeito de Grelha Metálica de Reforço em Revestimentos Asfálticos. Dissertação de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, SP, 2001.

[12] Wright, D.J. e Guild, R.G. Retarding reflective cracking by use of a woven polypropylene fabric interlayer, 1996.

[13] Serfass, J. e Villegle, B., Fiber-modified asphalt overlays. Proceedings of the 4o International RILEM Conference, Ottawa, Canada, pp. 227-340, 2000.

[14] Burlie, R., Uzarowski, L. e Emery, J., Use of stone mastic asphalt to mitigate reflective cracking. Proceedings of the 4o International RILEM Conference, Ottawa, Canada, pp. 279-288, 2000.

[15] Sousa, J.B., Pais, J.C e Stubstad, R.N., Mode of Loading in Reflective and Flexural Fatigue Cracking – A Em umeric Evaluation. Proceedings of the 4o International RILEM Conference, Ottawa, Canada, pp. 23-35, 2000.

[16] Nataraj, A. e van der Meer, A., Use of asphalt crack relief layer in airport pavements. Proceedings of the 4o International RILEM Conference, Ottawa, Canada, pp. 307-317, 2000.

[17] Montestruque, G.E.V., Estudo de Sistemas Anti-Reflexão de Trincas na Restauração de Pavimentos. Tese de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, 1996.

[18] van der Griend, A.A. e Hendriks, J.J.A., Practical investigations concerning geotextiles and reinforcing grids in asphaltics overlays. Proceedings of the First International RILEM Conference, Liege, Belgium, p. 335-342, 1989.

[19] Molenaar, A.A.A., Moens, J., van der Walle, M., van Drongelen, J., Steel Reinforcement for the Prevention of Reflective Cracking in Asphalt Overlays. First International Conf. on Reflective Cracking in Pavement. Ed. Rigo and R. Degeimbre, Rilem, Liege, Belgium, pp. 296-302, 1989.

[20] Tons, E., e Krokosky, E.M., A study of welded wire fabric strip reinforcement in bituminous concrete resurfacing. Proc. Association of Asphalt Paving Technologists, Vol 29, pp. 43-76, 1960.

[21] Smith, L.L. e Gartner, W., Weled wire fabric reinforcement for asphaltic concrete. Highway Research Board, Boletim 322, 1959.

[22] Brownridge, F.C., An evaluation of continuous wire mesh reinforcement in bituminous resurfacing. Proceedings of Association of Asphalt Paving Technologists, Vol 33, pp. 459-501, 1964.

[23] Haywood, A.T.J., A review of the full scale road experiments with expanded metal underrolled asphalt laid on a concrete base. Research Report No. RN/2353/ATJH, Road Research Laboratory, Dept. of Scientific and Industrial Research, London, 1955.

[24] Brown, S.F., Brunton, J.M. e Stock, A.F., The analytical design of bituminous pavements. Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Pt 2, Vol 79, pp. 1-31, 1985.

[25] Doligez, D. e Coppens, M. Fatigue improvement of asphalt reinforced by glass fibre grid. Proceedings of the Third International RILEM Conference, Maastricht, Netherlands, pp. 387-392, 1996.

[26] de Bondt, A. Effect of Reinforcement Properties. Proceedings of the 4o International RILEM Conference, Ottawa, Canada, p. 13-22, 2000.

[27] Vanelstraete, A. e Francken, L. On Site Behaviour Interface Systems. Proceedings of the 4o International RILEM Conference, Ottawa, Canada, p. 517-526, 2000.

[28] Gilchrist, A., Austin, R. e Brodrick, B., The development of a grid/geotextile composite for bituminous pavement reinforcement. Proceedings of the Third International

RILEM Conference, Maastricht, Netherlands, pp. 288-297, 1996.

[29] Severo, L. E. P., Ruwer, P., Klein, R.J., Gonçalves, F., Montestruque, G. e Chaize, C., Projeto e construção de um trecho experimental com sistema anti-reflexão de trincas. In. 9o Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, Natal, RN, 2004.

[30] Veys, J. R. A., Steel reinforcement for the prevention of cracking and rutting in asphalt overlays. Proceedings of the Third International RILEM Conference, Maastricht, Netherlands, pp. 402-411, 1996.

[31] Valtonen, J., Vehmas, M., Application of grids to prevent longitudinal cracking caused by an old concrete slab. Proceedings of the Third International RILEM Conference, Maastricht, Netherlands, pp. 193-198, 1996.

[32] Schniering, A. e Thurau, W., Untersuchungen an einer armierten asphaltbefestigung hinsichtlich der ausbaumöglichkeiten durch Fräsen sowie der wiederverwendbarkeit des fräsgutes. Trabalho não publicado, 1992.

[33] Damisch, A. e Kirschner, R., Recycling of grid reinforced asphalt pavements. 5th international Conference on geotextiles, Geomembranes and Related products, Singapure, pp. 105-108, 1994.

[34] Crow, S., Geen vrees voor de frees, Publikatie 95, 1995.

[35] Brown, S.F., Thom, N.H., Sanders, P.J. Brodrick, B.V. e Cooper, S., Reinforced Asphalt – Final Report. University of Nottingham, Report No:PGR 99 025, Nottingham, 1999.

[36] Karam, G., Experience of Du Pont de Nemours in reflective cracking: site follow up. Second International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements, Liege, Belgium, pp. 370-377, 1993.

[37] Taniguchi, S. e Ikeda, T., Study in reflective cracking on composite pavement. 5th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Vol 2, pp. 867-874, 1998.

[38] Laurent, G. e Serfass, J. P., Comparative sections of reflective crack-preventing systems: four years evaluation. Second International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements, Liege, Belgium 1993, pp. 353-359.

[39] Walsh, I. D., Thin overlay to concrete carriageway to minimise reflective cracking. Second International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements, Liege, Belgium, pp 464-481, 1993.

[40] Decoene Y., Belgian applications of geotextiles to avoid reflective cracking in pavements. Second International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements, Liege, Belgium, pp. 391-397, 1993.

[41] Maurer, D. A. e Malesheskie G. J., Field performance of fabrics and fibers to retard reflective cracking. Geotextiles and Geomembranes, Vol 8, 1989.

[42] Herbst, G., Kirchknopf, H. e Litzka, J., Asphalt overlay on crack-sealed concrete pavements using stress distributing media. Second RILEM Conference on Reflective

Cracking in Pavements, Liege, Belgium, pp 425-432, 1993.

[43] Elsing, A. e Sobolewski, J., Asphalt-layer polymer reinforcement: long-term experience, new design method, recent developments. 5th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Vol 3, pp 1523-1532, 1998.

[44] Huhnholz, M., Asphalt reinforcement in practice. Proceedings of the Third International RILEM Conference, Maastricht, Netherlands, pp. 456-463, 1996.

[45] Gilchrist, A. J. T., Control of reflection cracking in pavements by the installation of polymer geogrids. First International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements, Liege, Belgium, pp 350-357, 1989.

[46] Kassner, J., Theory and practical experience with polyester reinforcing grids in bituminous pavement courses. First International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements, Liege, Belgium, pp. 343-349, 1989.

[47] Darling, J. e Woolstencroft, J., Fibreglass geogrid performance evaluation for retarding reflective cracking. Proceedings of the 4o International RILEM Conference, Ottawa, Canada, pp. 403-412, 2000.

[48] Schuster, A. e Kuenzer, B., Polyester and glass fibre geogrids for the prevention of reflective cracking. First International Conf. on Reflective Cracking in Pavement. Ed. Rigo and R. Degeimbre, Rilem, Liege, Belgium, pp. 388-396, 1989.

[49] Yaromko, V., Zhaylovich, I.L. e Lyudchik, P., On Allpication of reinforcing and anticrack interlayers of road pavement structures in the Republic of Belarus. Proceedings of the Third International RILEM Conference, Maastricht, Netherlands, pp. 553-558, 1996.

[50] Brown, S.F. e Brodrick, B.V., Nottingham pavement test facility. Transportation Research Record 810, pp. 67-72, 1981.

[51] Montestruque, G.E.V., Contribuição para a elaboração de um método de projeto de restauração de pavimentos asfálticos utilizando geossintéticos em sistemas anti-reflexão de trincas. Tese de Doutorado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, 2002.

[52] Balbo, J. T. Fatos, mitos e falácias sobre os modelos experimentais de fadiga. In: Reunião Anual de Pavimentação, 32. AnaisBrasília : ABPV, 2000p. 391-404, Brasília, 2000.

[53] Baker, T.L.; Marienfeld, Mark L. Factors in paving Fabric Failures.Geosynthetics Conference, Boston, USA, 1999.

[54] Wickert, F., Fatores de Influência no Comportamento de Camadas Anti-Reflexão de Trincas com Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, SP, 2003.

[55] Paulson, J., Properties of coated fiberglass geogrid. Geosynthetics, 1999.

[56] Rodrigues, R., Ceratti, J.A.P., *Manual Brasileiro de geossintéticos*. São Paulo, 2004.

[57] Medina, J., Mecânica dos Pavimentos. Ed. UFRJ, Rio de janeiro, 1997.

[58] DNIT 006/2003 PRO – *Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos.* Procedimento, 2003.

[59] DNIT 007/2003 PRO – *Levantamento para avaliação da condição de superfície de subtrecho homogêneo de rodovias de pavimentos flexíveis e semi-rígidos para gerência de pavimentos e estudos propostos*. Procedimento, 2003

[60] DNIT 008/2003 PRO – *Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos*. Procedimento, 2003.

[61] *Relatório técnico de avaliação da Av. Pedro Friggi.* PORTO SALMI Serviços de Engenharia Civil S/C LTDA, São José dos Campos, 2002.

[62] Houben, L., Dohmen, L.; Frénay, J.; Kok, M. Longitudinal craking in plain concrete pavements on motorways in the Netherlands. Proceedings of the 4th Int. Workshop on Design Theories of Concrete Slabs, Buçaco, 1998.

[63] DNIT 031/2006 – ES – *Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico*. Especificação de Serviço, 2006.

[64] Prego, A., A memória da pavimentação no Brasil. Associação Brasileira de Pavimentação, Rio de Janeiro, 2001.

[65] Bühler, A., Severo, L.E.P., Ruwer, P., Vanacor, L.F., Montez, F., Montestruque, G., Avaliação de viabilidade e implantação de geogrelhas poliméricas no combate ao trincamento por fadiga. 37a Reunião Anual de Pavimentação, Goiânia, 2006.

[66] Rodrigues, R.M., Modelos para Previsão do Desempenho de Pavimentos Rodoviários e Aeroportuários no Brasil. Relatório Final da Pesquisa CNPq, Processo No 301314/96-9, 2001.

[67] Tschegg, E., Factors influencing the fracture behaviour of geosynthetic overlay - systems. Proceedings of the 4o International RILEM Conference, Ottawa, Canada, p. 175-184, 2000.

[68] DNER 010/1979 PRO – *Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis – Volume I*. Procedimento A , 1979.

ANEXOS

Anexo I

Registros fotográficos dos ensaios de fadiga no MTS

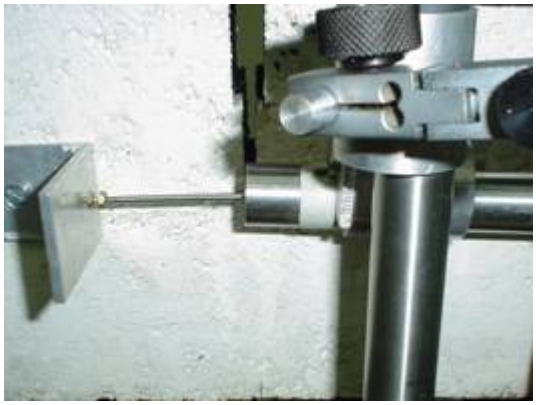
Observações visuais dos ensaios MTS



geogrelha de poliéster



geogrelha de PVA



geocomposto



grelha de fibra de vidro



geotêxtil



sem reforço

Figura I.1 – Observações das vigas no início do ensaio de fadiga.


geogrelha de poliéster


geogrelha de PVA


geocomposto


grelha de fibra de vidro


geotêxtil


sem reforço

Figura I.2 – Observações das vigas após 50.000 ciclos.



geogrelha de poliéster



geogrelha de PVA



geocomposto



grelha de fibra de vidro



geotêxtil



sem reforço

Figura I.3 – Observações das vigas após 100.000 ciclos.



geogrelha de poliéster



geogrelha de PVA



geocomposto



grelha de fibra de vidro



geotêxtil



sem reforço

Figura I.4 – Observações das vigas após 150.000 ciclos.


geogrelha de poliéster


geogrelha de PVA


geocomposto


grelha de fibra de vidro


geotêxtil


sem reforço

Figura I.5 – Observações das vigas após 200.000 ciclos.



geogrelha de poliéster



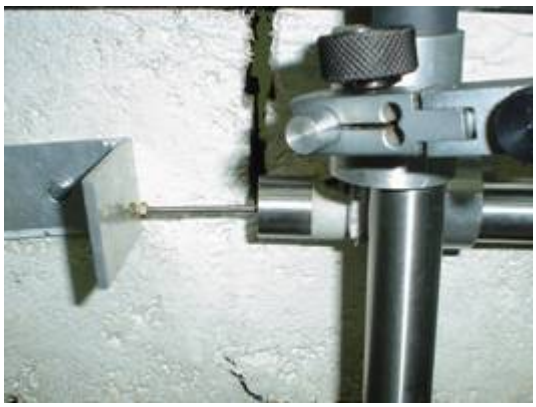
geogrelha de PVA



geocomposto



grelha de fibra de vidro



geotêxtil



sem reforço (ruptura)

Figura I.6 – Observações das vigas após 250.000 ciclos.



geogrelha de poliéster



geogrelha de PVA



geocomposto



grelha de fibra de vidro



geotêxtil



sem reforço (ruptura)

Figura I.7 – Observações das vigas após 350.000 ciclos.



geogrelha de poliéster



geogrelha de PVA



geocomposto



grelha de fibra de vidro



geotêxtil



sem reforço (ruptura)

Figura I.8 – Observações das vigas após 450.000 ciclos.



geogrelha de poliéster



geogrelha de PVA



geocomposto



grelha de fibra de vidro



geotêxtil



sem reforço (ruptura)

Figura I.9 – Observações das vigas após 500.000 ciclos.



geogrelha de poliéster



geogrelha de PVA



geocomposto (ruptura)



grelha de fibra de vidro (ruptura)



geotêxtil (ruptura)



sem reforço (ruptura)

Figura I.10 – Observações das vigas após 600.000 ciclos.



geogrelha de poliéster



geogrelha de PVA



geocomposto (ruptura)



grelha de fibra de vidro (ruptura)



geotêxtil (ruptura)

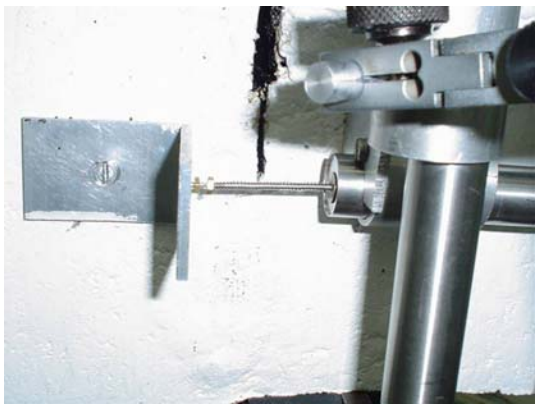


sem reforço (ruptura)

Figura I.11 – Observações das vigas após 700.000 ciclos.



geogrelha de poliéster



geogrelha de PVA



geocomposto (ruptura)



grelha de fibra de vidro (ruptura)



geotêxtil (ruptura)



sem reforço (ruptura)

Figura I.12 – Observações das vigas após 800.000 ciclos.



geogrelha de poliéster (ruptura)



geogrelha de PVA



geocomposto (ruptura)



grelha de fibra de vidro (ruptura)



geotêxtil (ruptura)



sem reforço (ruptura)

Figura I.13 – Observações das vigas após 900.000 ciclos.



geogrelha de poliéster



geogrelha de PVA



geocomposto



grelha de fibra de vidro



geotêxtil



sem reforço

Figura I.14 – Observações das vigas após a ruptura.

Observações das vigas não reforçadas




0 ciclos



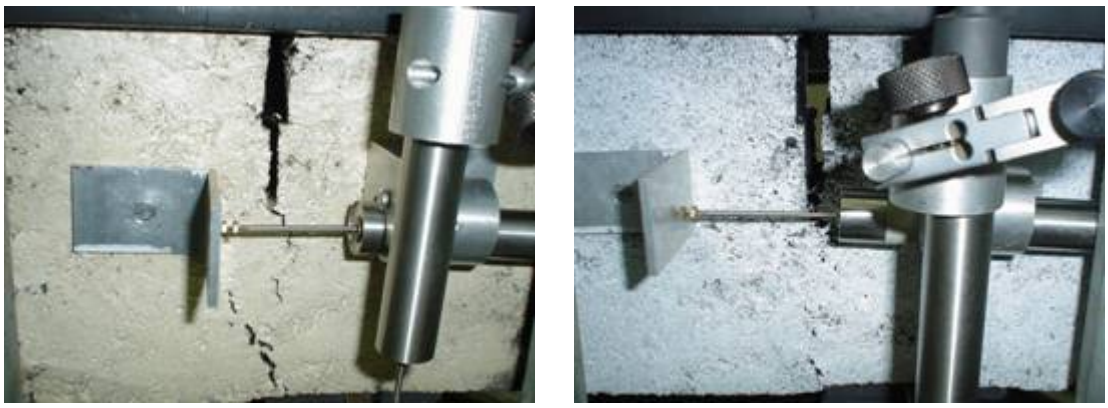

20000 ciclos




50000 ciclos




70000 ciclos



100000 ciclos



150000 ciclos



200000 ciclos



ruptura

Figura I.15 – Observações das vigas durante o ensaio.



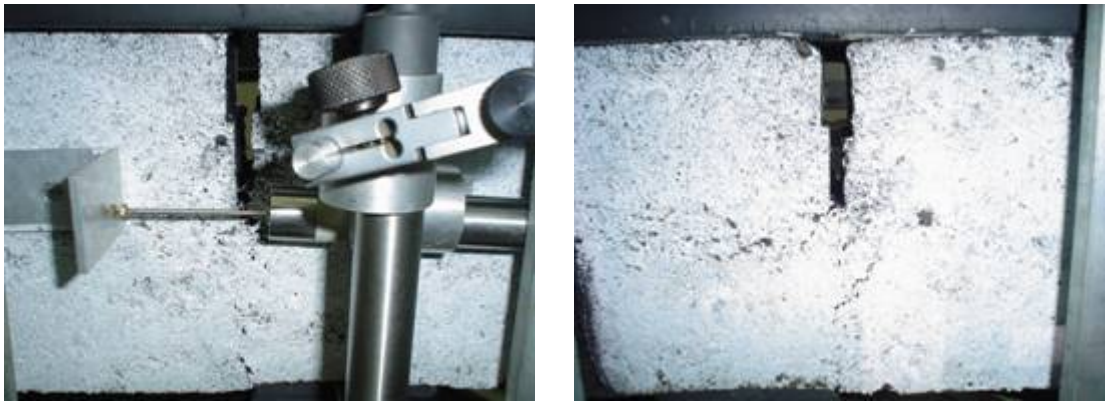
0 ciclos



50000 ciclos



70000 ciclos



100000 ciclos

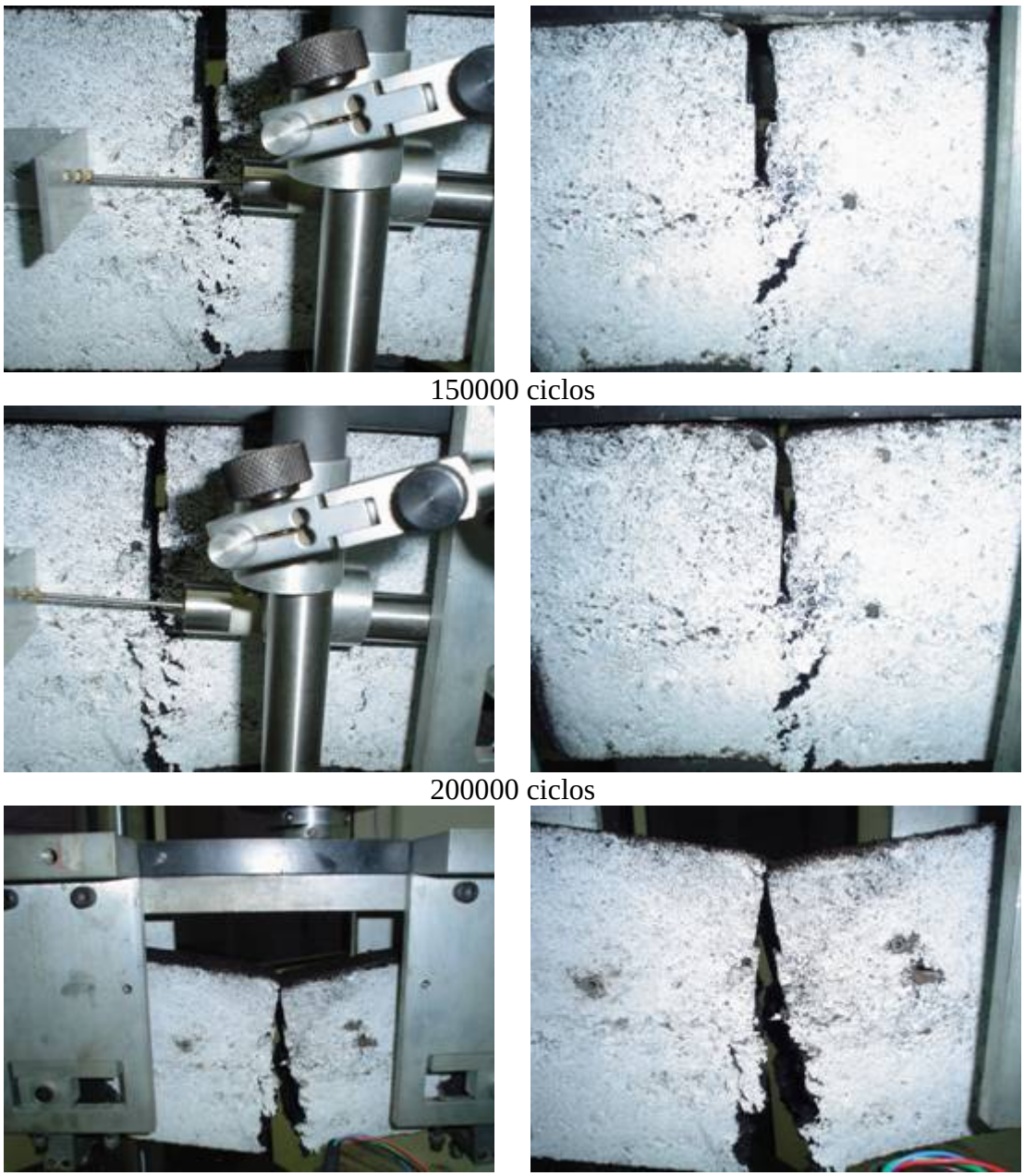


Figura I.16 – Observações das vigas durante o ensaio comparando a face anterior e posterior da viga não reforçada.

Observações das vigas reforçadas com geotêxtil



0 ciclos



20000 ciclos



75000 ciclos



100000 ciclos




180000 ciclos




200000 ciclos




250000 ciclos




300000 ciclos




400000 ciclos




450000 ciclos




500000 ciclos




550000 ciclos

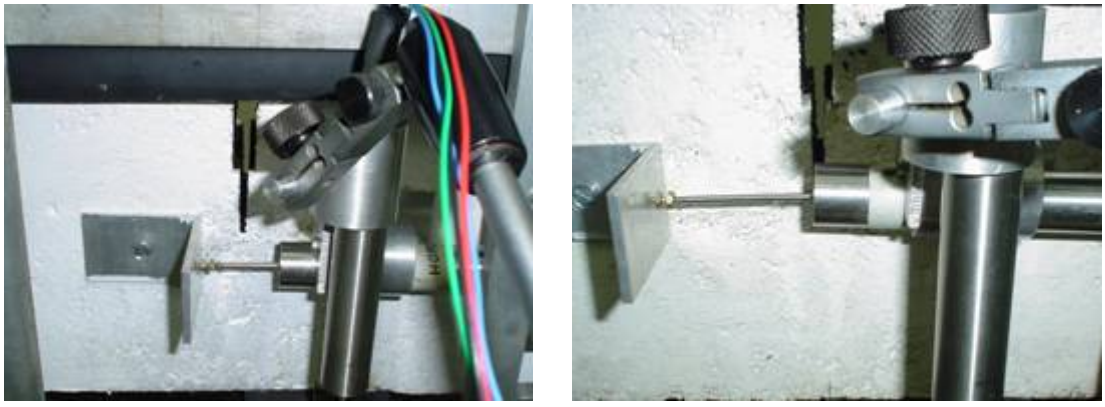


600000 ciclos

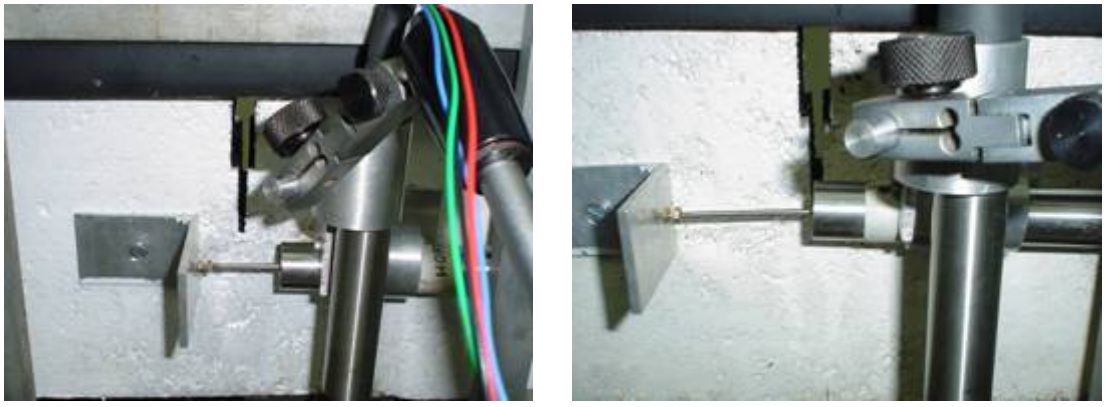


Figura I.17 – Observações das vigas durante o ensaio comparando a face anterior e posterior da viga reforçada com geotêxtil.

<u>Observações das vigas reforçadas com geocomposto</u>



0 ciclos



5000 ciclos




25000 ciclos




50000 ciclos



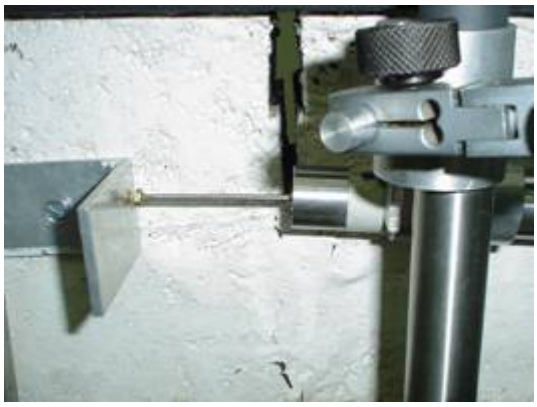

75000 ciclos




100000 ciclos




150000 ciclos

200000 ciclos




250000 ciclos




300000 ciclos




400000 ciclos




450000 ciclos




500000 ciclos




550000 ciclos



600000 ciclos



Figura I.18 – Observações das vigas durante o ensaio na viga reforçada com geocomposto.

Observações das vigas reforçadas com grelha de fibra de vidro



0 ciclos



50000 ciclos




100000 ciclos




150000 ciclos




180000 ciclos




200000 ciclos




250000 ciclos




400000 ciclos




450000 ciclos

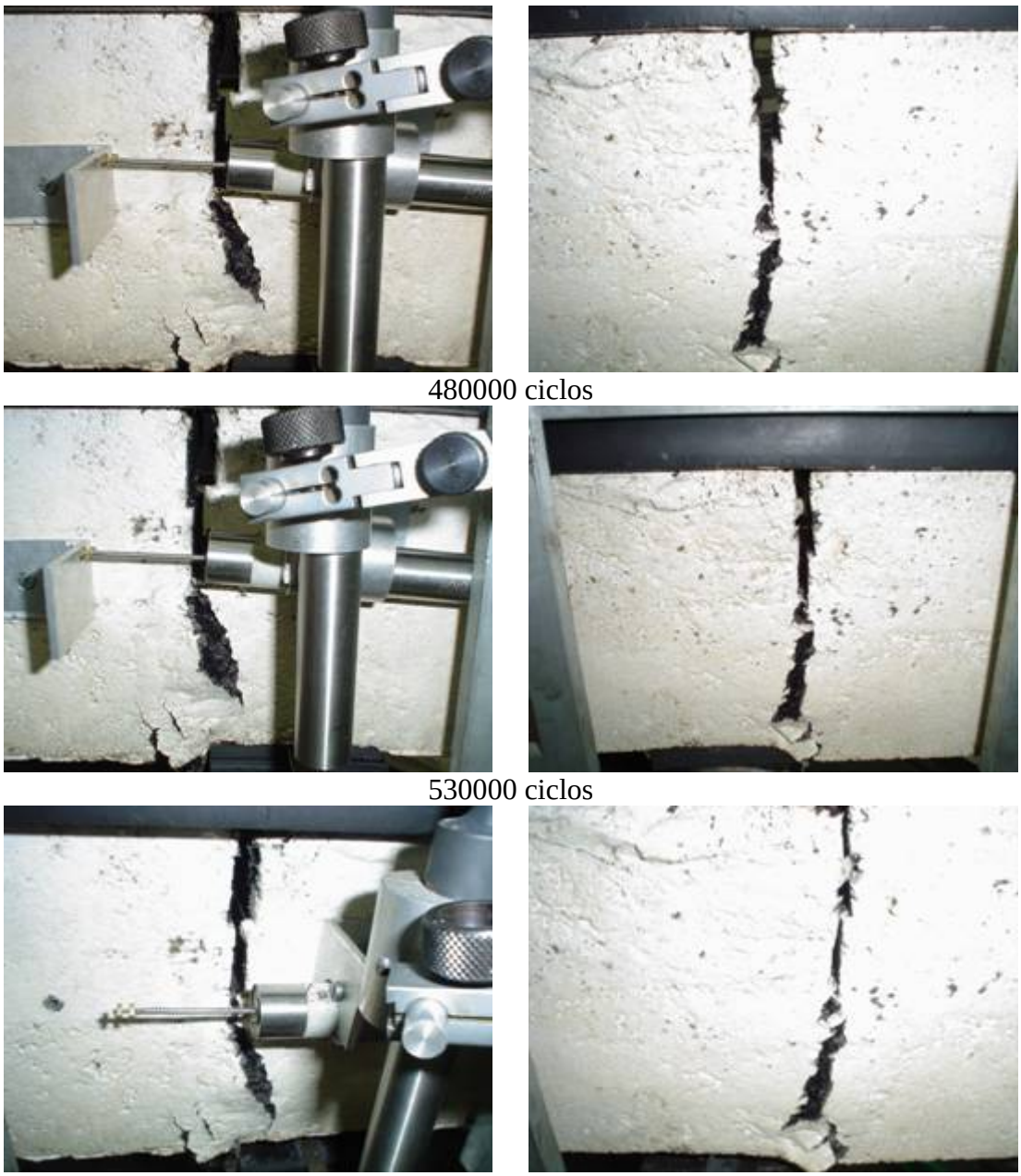
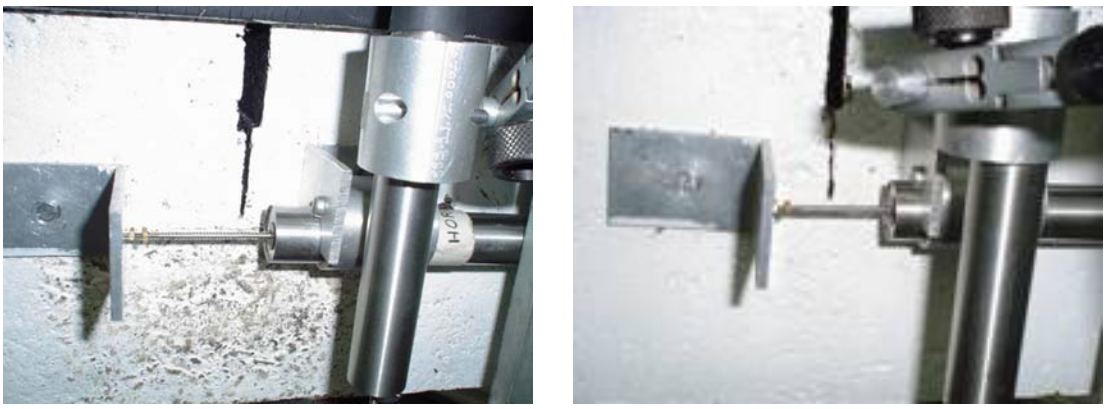
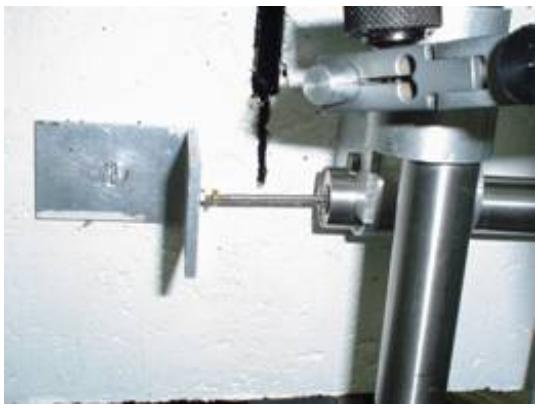


Figura I.19 – Observações das vigas durante o ensaio comparando a face anterior e posterior da viga reforçada com grelha de fibra de vidro.

<u>Observações das vigas reforçadas com geogrelhas poliméricas</u>



5000 ciclos




50000 ciclos




75000 ciclos




100000 ciclos



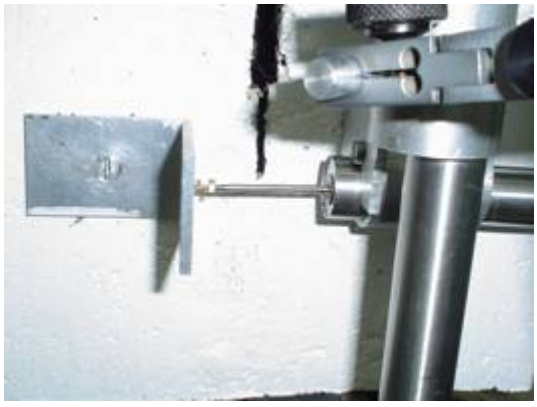

150000 ciclos




250000 ciclos




350000 ciclos

400000 ciclos



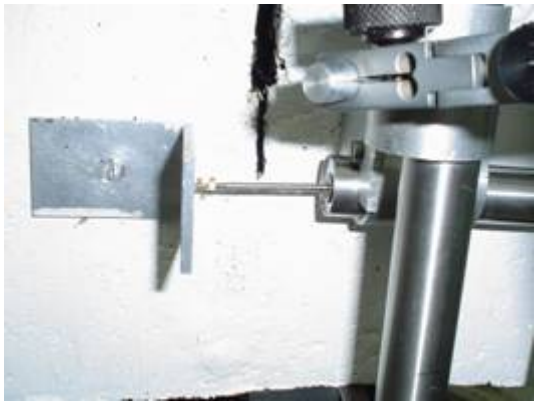

450000 ciclos




500000 ciclos




550000 ciclos

600000 ciclos



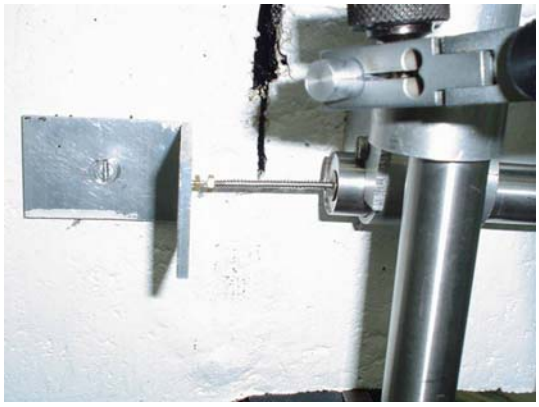

650000 ciclos




700000 ciclos




770000 ciclos

800000 ciclos

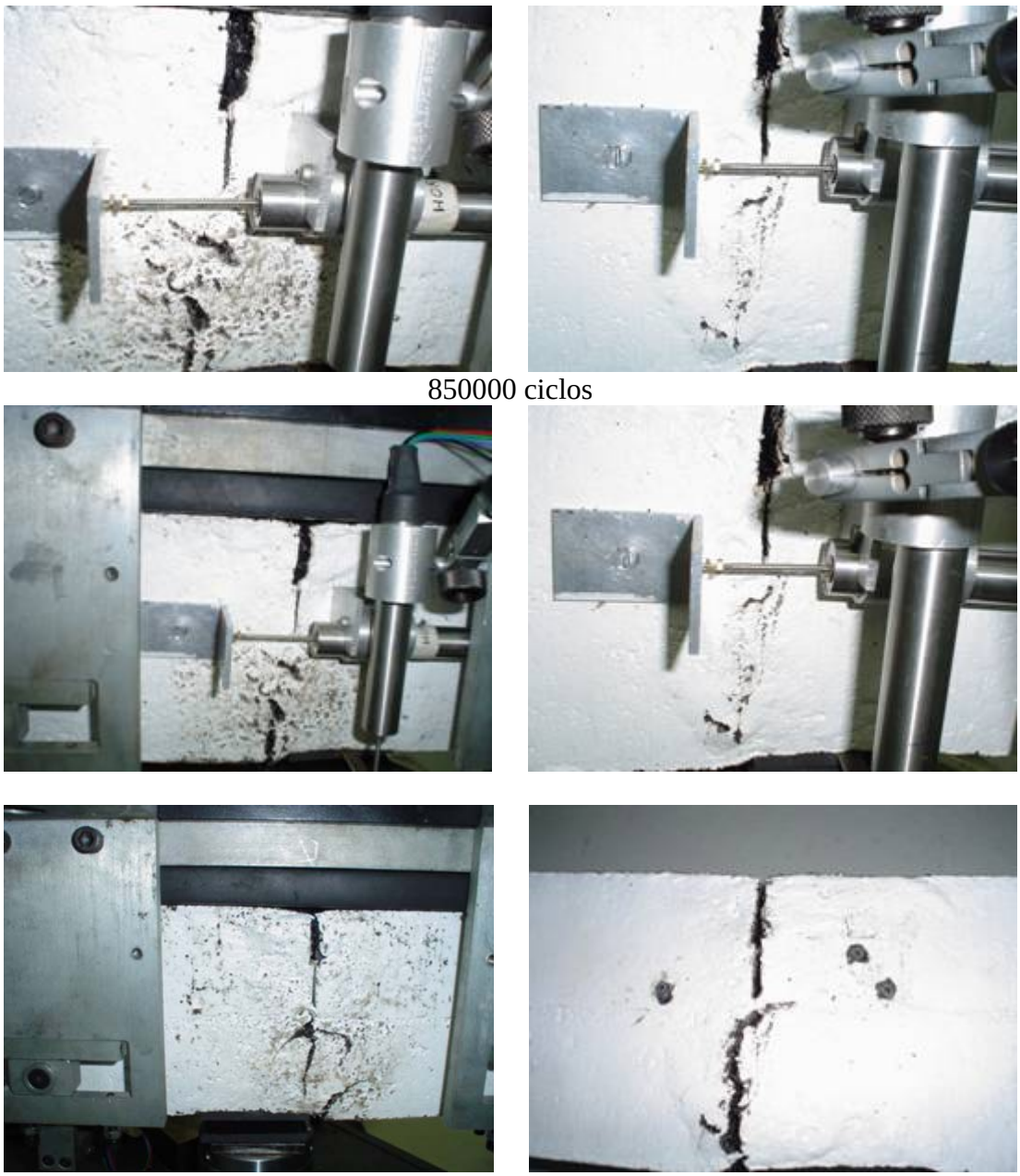


Figura I.20 – Observações das vigas durante o ensaio comparando a geogrelha polimérica de poliéster (a esquerda) e a geogrelha polimérica de PVA (a direita).

Anexo II

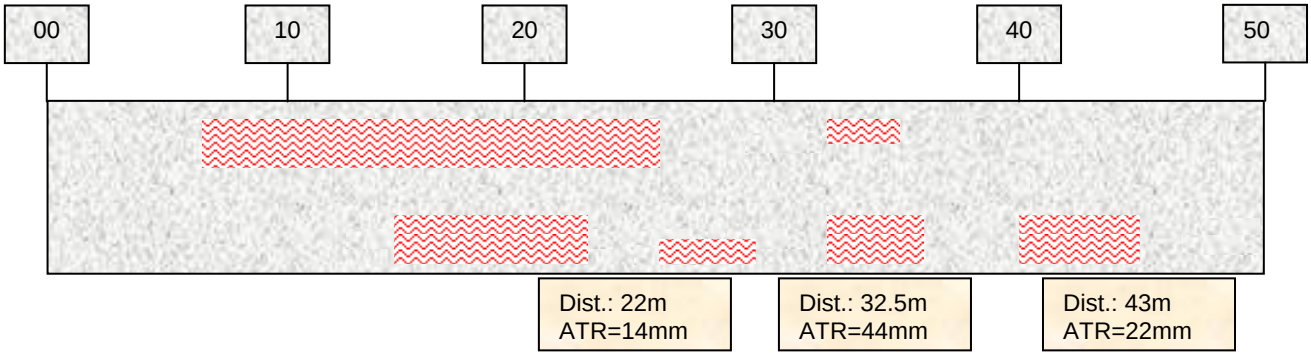
Registros do monitoramento do trecho experimental na Avenida Pedro Friggi

Condição de trincamento do pavimento existente antes da restauração

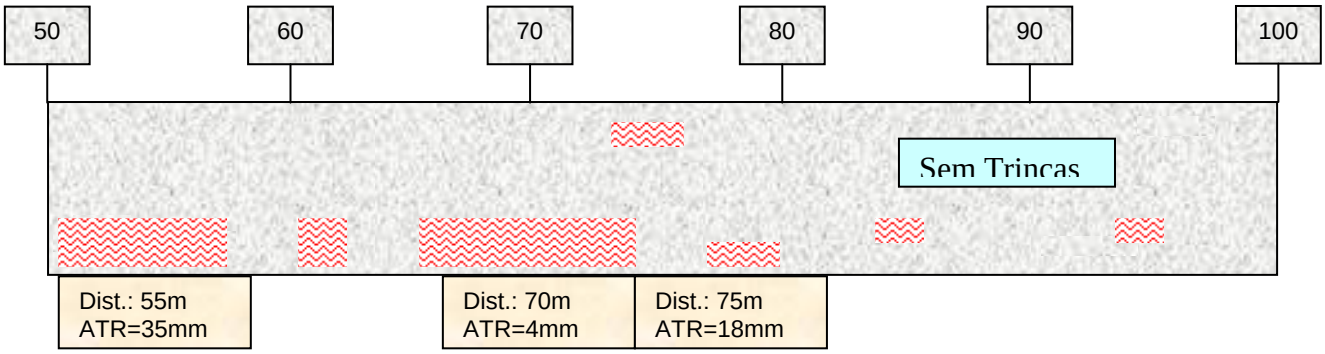
Mapeamento do trincamento superficial (09/2002), a seguir:



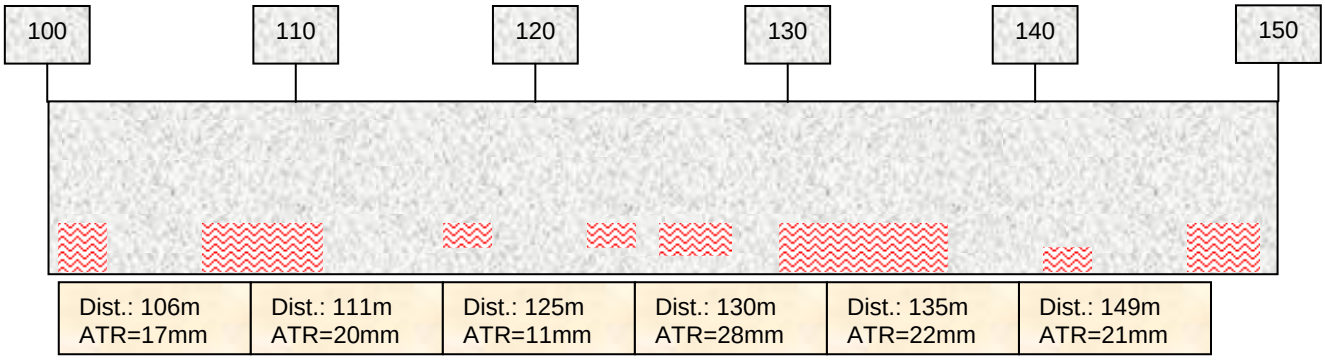
TRECHO COM GEOGRELHA: Estaca 0 a 25 e 40 a 50



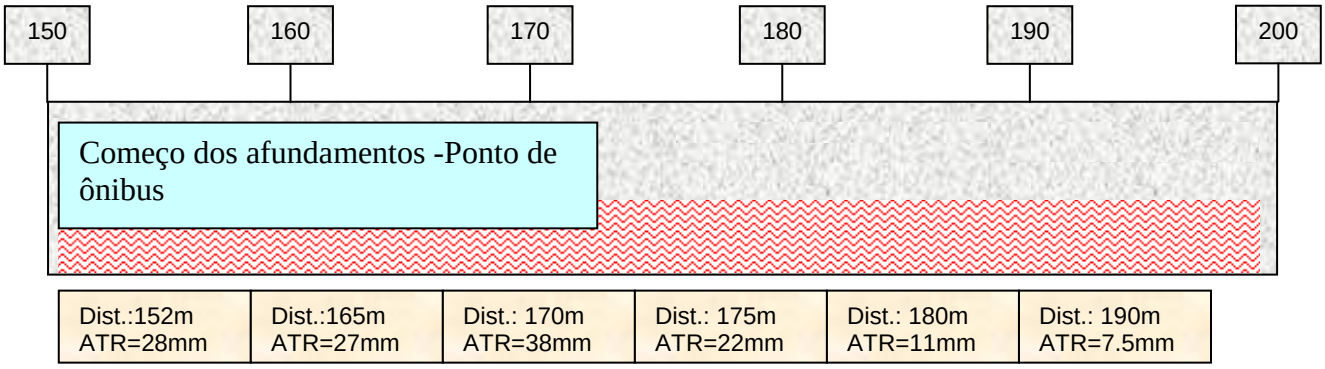
TRECHO COM GEOGRELHA: Estaca 60 a 100



TRECHO COM GEOGRELHA: Estaca 100 a 150

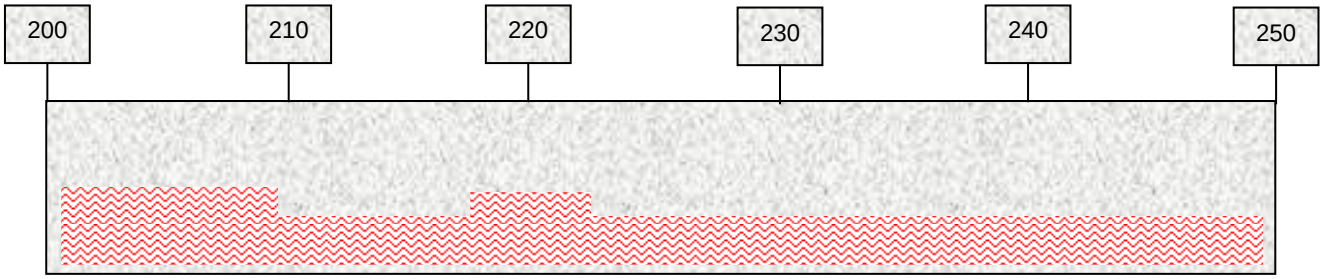


TRECHO COM GEOGRELHA: Estaca 150 a 180 e 190 a 200



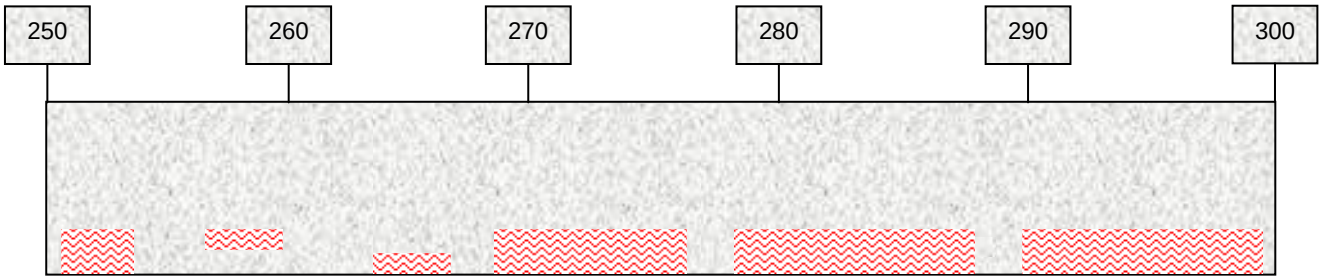
Dist.:152m ATR=28mm	Dist.:165m ATR=27mm	Dist.: 170m ATR=38mm	Dist.: 175m ATR=22mm	Dist.: 180m ATR=11mm	Dist.: 190m ATR=7.5mm

TRECHO COM GEOGRELHA: Estaca 210 a 250



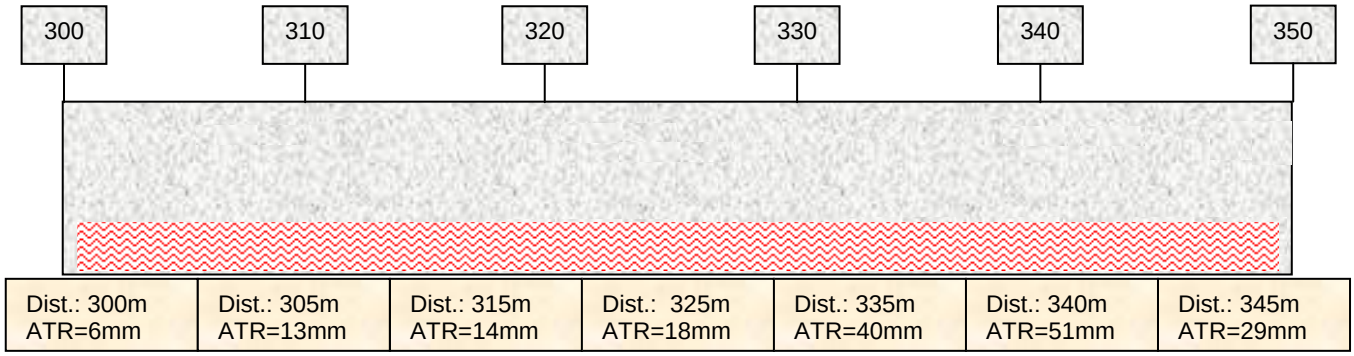
Dist.: 200m ATR=10mm	Dist.: 205m ATR=25mm	Dist.: 210m ATR=23mm	Dist.: 220m ATR=44mm	Dist.: 230m ATR=5mm	Dist.:240m ATR=19mm

TRECHO COM GEOGRELHA: Estaca 250 a 300

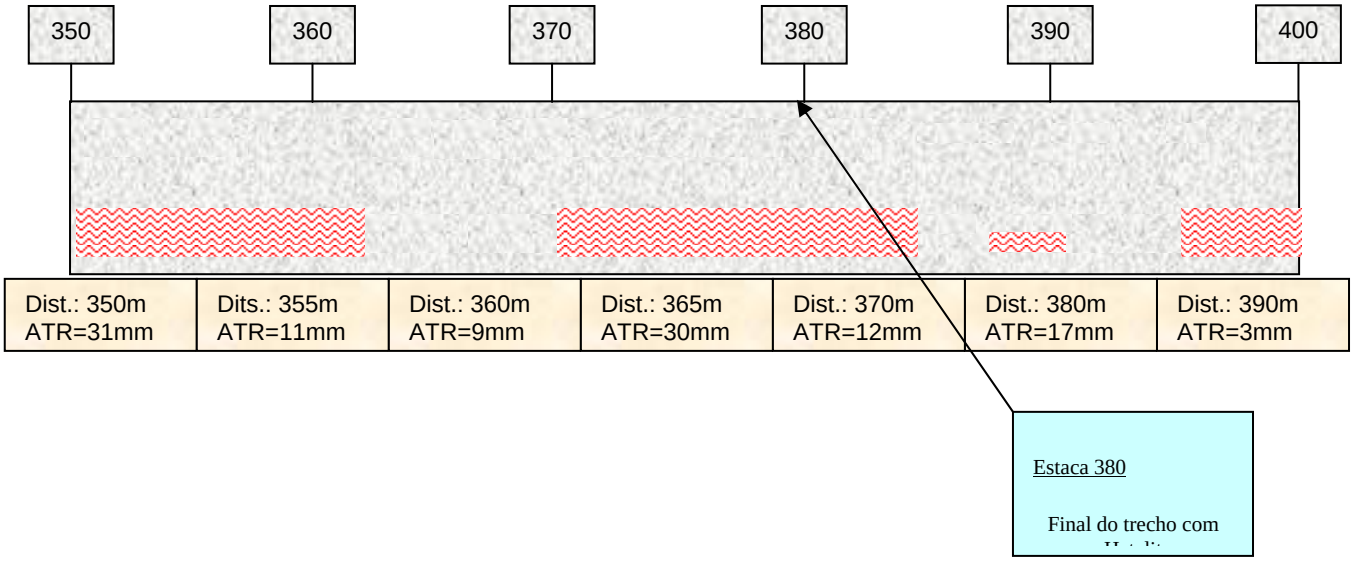


Dist.: 250m ATR=8mm	Dist.: 260m ATR=4mm	Dist.: 270m ATR=4mm	Dist.: 280m ATR=5mm	Dist.: 285m ATR=18mm	Dist.: 290m ATR=32mm

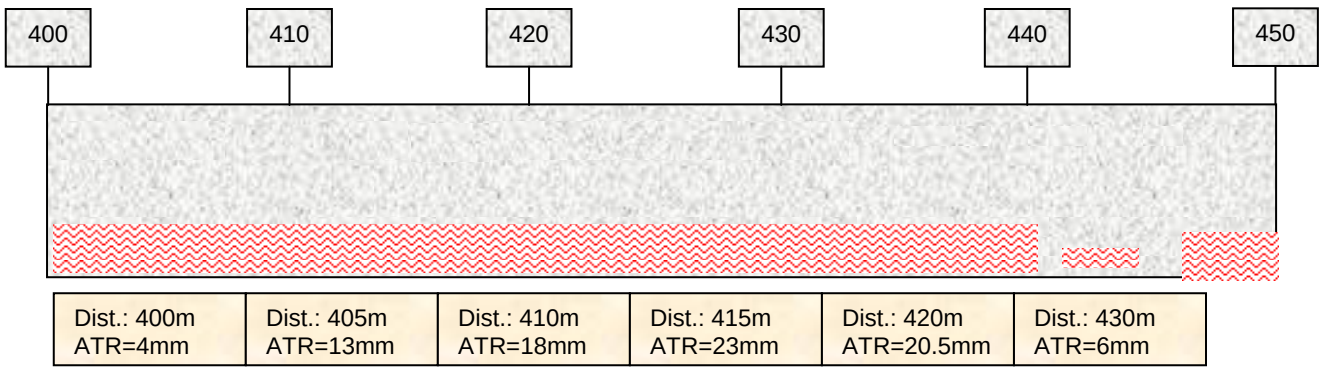
TRECHO COM GEOGRELHA: Estaca 300 a 350



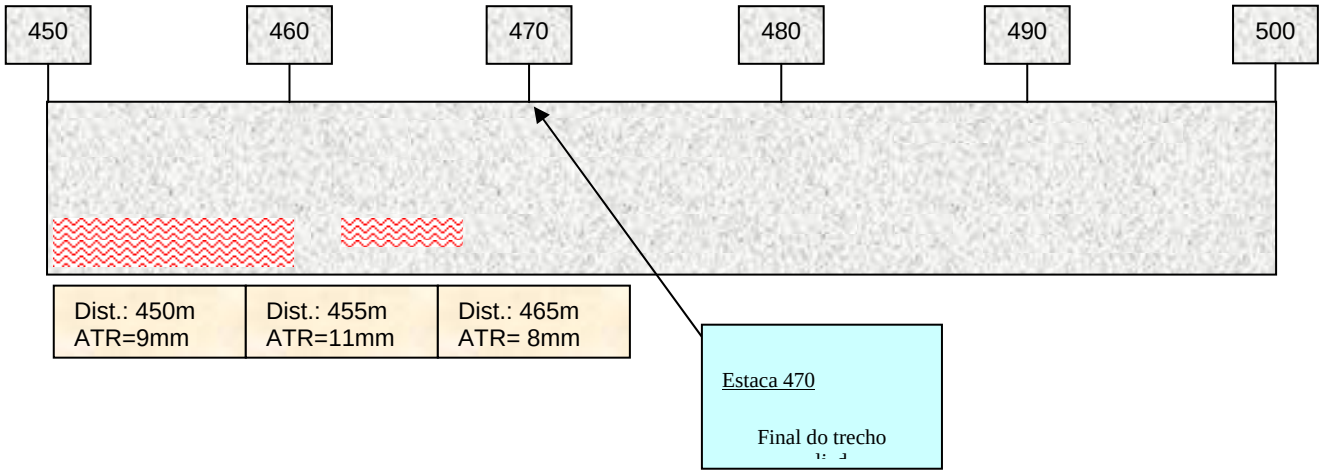
TRECHO COM GEOGRELHA: Estaca 350 a 360 e 370 a 380



TRECHO SEM GEOGRELHA: Estaca 400 a 450



TRECHO SEM GEOGRELHA: Estaca 450 a 470



<u>Estado de superfície na avenida Pedro Friggi</u>

Fotos das estacas 10 (com geogrelha) e 30 (sem geogrelha)



Figura II.1 - Após um ano a estaca 10 (à esquerda) reforçada com geogrelha permanece sem a ocorrência de defeitos, já na estaca 30 (a direita) sem este material de reforço apresenta as primeiras trincas.



Figura II.2 - Após um ano e meio a estaca 10 (à esquerda) reforçada com geogrelha apresenta o surgimento das primeiras trincas, já na estaca 30 (a direita) sem este material de reforço o grau de trincamento esta aumentando.



Figura II.3 - Após vinte meses, ambas as estacas apresentam trincas tipo FC-3, sendo mais severas no trecho de referência não-reforçado.



Figura II.4 - Após vinte e dois meses, o padrão de trincamento continua inalterado, as estacas apresentam trincas tipo FC-3, sendo mais severas no trecho de referência não-reforçado.



Figura II.5 - Após dois anos, fica notória a evolução do trincamento, sendo que no trecho não reforçado as trincas tipo FC-3 apresentam alta severidade. Tanto na estaca 10 como na estaca 30, observa-se a inexistência de afundamentos plásticos.

Fotos das estacas 170 (com geogrelha) e 180 (sem geogrelha)



Figura II.6 - Após um ano a estaca 170 (à esquerda) reforçada com geogrelha permanece sem a ocorrência de defeitos, já na estaca 180 (a direita) sem este material de reforço apresenta a formação de trincas transversais.



Figura II.7 - Após um ano e meio a estaca 170 (à esquerda) reforçada com geogrelha apresenta o surgimento das primeiras trincas, acompanhadas de afundamentos plásticos, já na estaca 180 (a direita) sem este material de reforço o grau de trincamento esta aumentando muito rapidamente, esse trecho se localiza na parada de ônibus.



Figura II.8 - Após vinte meses, fica claro o aumento da severidade das trincas (FC-3), sendo que na estaca 180 as trincas apresentam alta severidade devido a formação de trincas tipo “couro de jacaré”.



Figura II.9 - Após dois anos percebe-se a evolução das trincas com a ocorrência de afundamentos plásticos.

Fotos das estacas 350 (com geogrelha) e 400 (sem geogrelha)



Figura II.10 - Após um ano a estaca 350 (à esquerda) reforçada com geogrelha apresenta a ocorrência das primeiras trincas isoladas, já na estaca 400 (a direita) não reforçada encontram-se trincas interligadas de severidade mediana.



Figura II.11 - Após um ano e meio, na estaca 350 (à esquerda) reforçada com geogrelha não percebe-se evolução dos defeitos e na estaca 400 (a direita) sem este material de reforço o grau de trincamento continua aumentando.



Figura II.12 - Após vinte meses o trecho reforçado (estaca 350) encontra-se com trincas tipo FC-3 com baixa severidade entretanto o trecho não reforçado encontra-se com trincas FC-3 de alta severidade.



Figura II.13 - Após vinte e dois meses as trincas continuam progredindo e o trecho sem geogrelha apresenta trincas tipo “couro de jacaré”.



Figura II.14 - Após dois anos ambos os trechos apresentam trincas tipo FC-3 sem a ação pronunciada de afundamentos plásticos.

Anexo III

Registros do monitoramento do trecho experimental na Linha Amarela

<u>Estado de superfície na Linha Amarela</u>

Fotos das estacas 3072+5 e 3076 (sem geogrelha)



Figura III.1 - Após um ano a estaca 3072+5 (à esquerda) reforçada com grelha metálica permanece sem a ocorrência de defeitos, já a estaca 3076 (a direita) também reforçada apresenta o surgimento das primeiras trincas nas trilhas de roda.



Figura III.2 - Após dezoito meses a estaca 3072+5 (à esquerda) reforçada continua isenta de defeitos porém, na estaca 3076 (a direita) ocorre a progressão de trincas que já aparecem nas duas trilhas de roda.



Figura III.3 - Após vinte e três meses, ambas as estacas reforçadas apresentam trincas tipo FC-3, sendo mais severas na estaca 3076 (a esquerda).



Figura III.4 - Após vinte e cinco meses, ambas as estacas apresentam alto grau de trincamento tipo FC-23, sendo comum a ocorrência de trincas em blocos. Esta avaliação foi realizada pouco antes da restauração deste trecho.



Figura III.5 - Exatamente três meses após a segunda restauração deste trecho experimental, ambas as estacas apresentam-se isentas de defeitos.



Figura III.6 - Cinco meses após a segunda intervenção de restauração, surgiram os primeiros defeitos na estaca 3076, reforçada com grelha metálica.

Restauração sobre o pavimento reforçado com grelhas metálicas



Figura III.7 - Condição do pavimento reforçado com grelhas metálicas após vinte e cinco meses de serviço.



Figura III.8 - Fresagem do pavimento existente, já reforçado com grelha metálica, foi retirada uma espessura de 4 cm de CBUQ, restando 4 cm sobre a grelha metálica.



Figura III.9 - Fases para a execução da nova camada asfáltica, desde a pintura de ligação até a abertura ao tráfego.

Anexo IV

Registros do monitoramento do trecho experimental na BR-116-SP

Estado de superfície na BR-116/SP



Figura IV.1- Condição do pavimento antigo.



Figura IV.2- Avaliação do trecho experimental após 3 meses de serviço (maio/02).



Figura IV.3- Avaliação do trecho experimental após 7 meses de serviço (setembro/02).



Figura IV.4- Avaliação do trecho experimental após 15 meses de serviço (maio/03).



Figura IV.5- Avaliação do trecho experimental após 17 meses de serviço (julho/03).



Figura IV.6- Avaliação do trecho experimental após 19 meses de serviço(setembro/03).



Figura IV.7- Avaliação do trecho experimental após 21 meses de serviço (novembro/03).

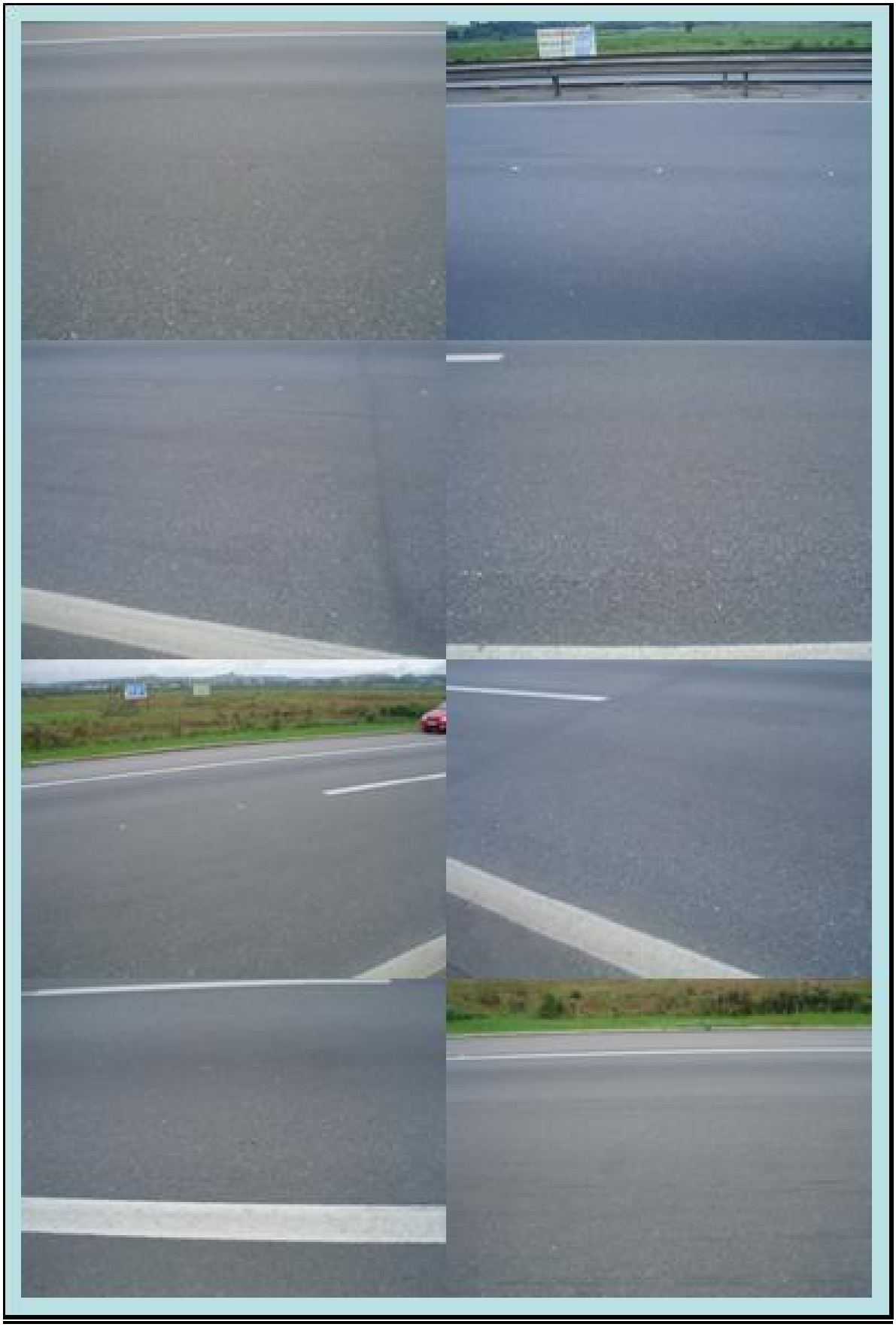


Figura IV.8- Avaliação do trecho experimental após 25 meses de serviço (março/04).

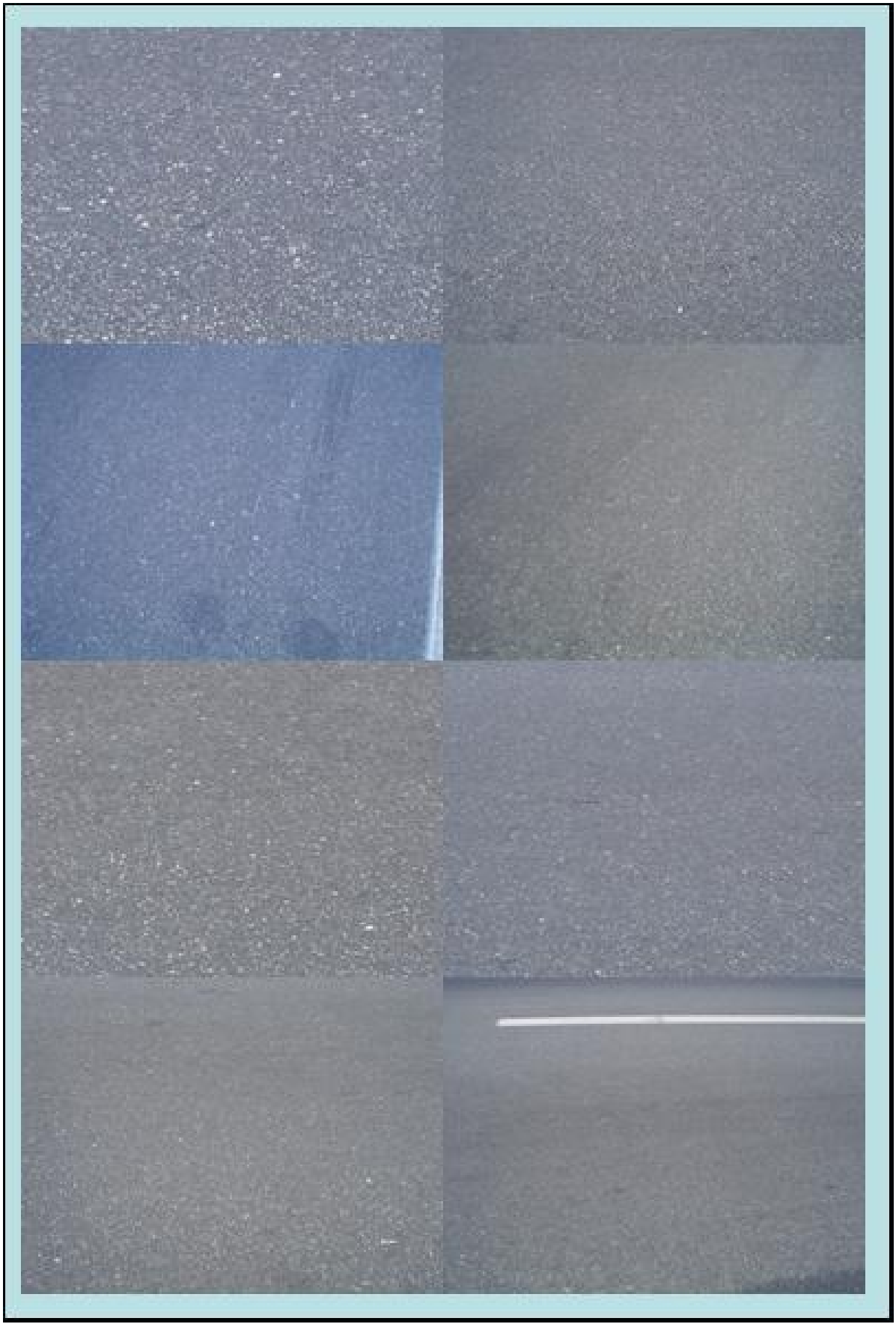


Figura IV.9- Avaliação do trecho experimental após 27 meses de serviço (maio/04).

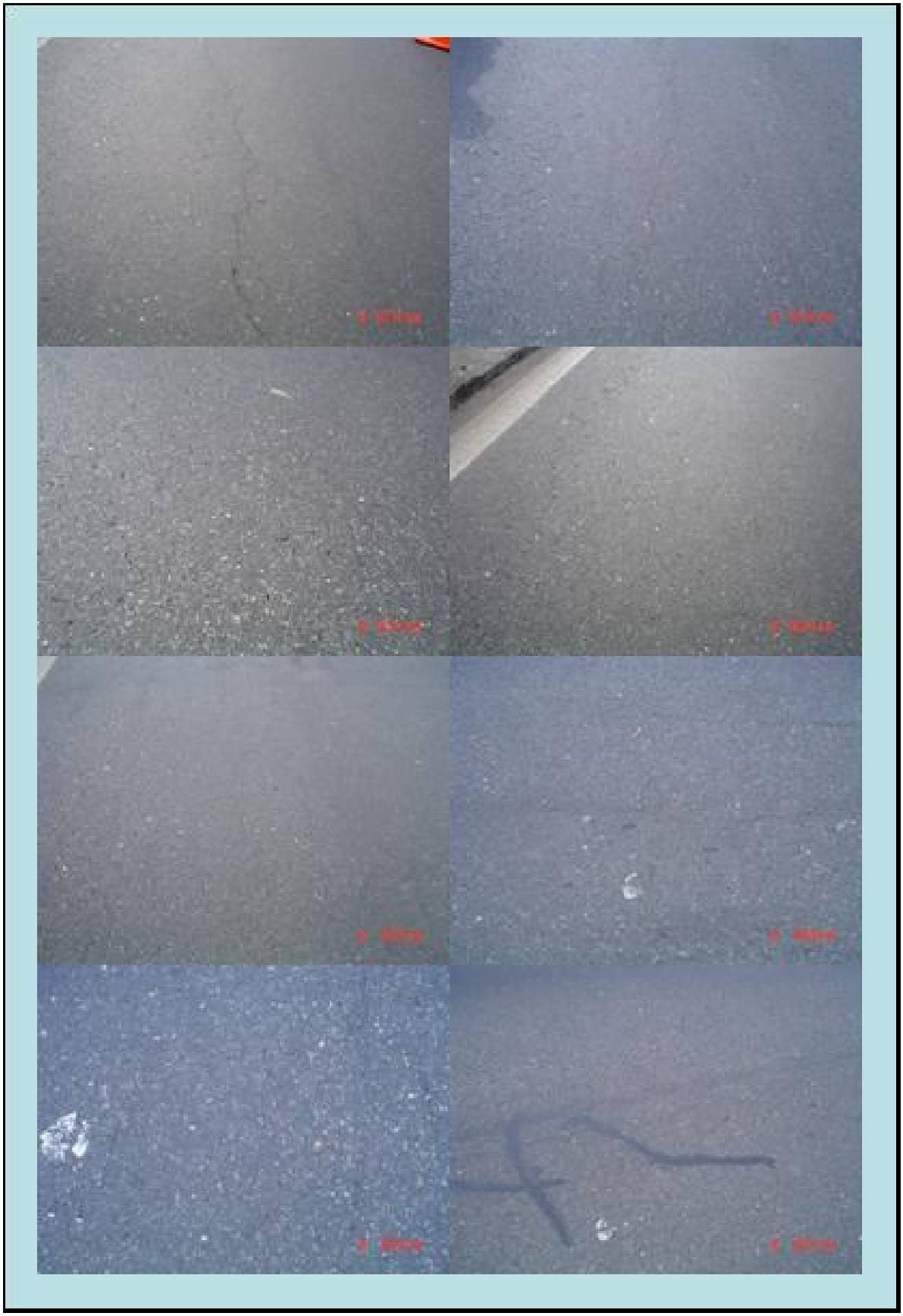


Figura IV.10- Avaliação do trecho experimental após 29 meses de serviço (julho/04).



Figura IV.11- Avaliação do trecho experimental após 30 meses de serviço (agosto/04).



Figura IV.12- Avaliação do trecho experimental após 32 meses de serviço (agosto/04).

Processo de instalação das grelhas metálicas



Figura IV.13- Condição do pavimento antigo.



Figura IV.14- Pavimento regularizado após a fresagem do pavimento antigo.



Figura IV.15- Lançamento da grelha metálica.



Figura IV.16- Fixação da grelha metálica.



Figura IV.17- Ancoragem da grelha metálica.



Figura IV.18- Pintura de ligação sobre a grelha metálica.



Figura IV.19- “Salgamento” asfáltico executado sobre a grelha metálica.



Figura IV.20- Execução da nova camada asfáltica.

Anexo V

Registros do monitoramento do trecho experimental na BR-040 - RJ

Estado de superfície na BR-040/RJ



Figura V.1- Condição do pavimento existente.



Figura V.2- Avaliação do trecho experimental após 2 meses de serviço (fevereiro/02).



Figura V.3- Avaliação do trecho experimental após 6 meses de serviço (maio/02).



Figura V.4- Avaliação do trecho experimental após 13 meses de serviço (janeiro/03).



Figura V.5- Avaliação do trecho experimental após 17 meses de serviço (maio/03).



Figura V.6- Avaliação do trecho experimental após 23 meses de serviço (novembro/03).



Figura V.7- Avaliação do trecho experimental após 27 meses de serviço (março/04).



Figura V.8- Avaliação do trecho experimental após 29 meses de serviço (maio/04).



Figura V.9- Avaliação do trecho experimental após 31 meses de serviço (julho/04).



Figura V.10- Avaliação do trecho experimental após 32 meses de serviço (agosto/04).



Figura V.11- Avaliação do trecho experimental após 34 meses de serviço (outubro/04).

Processo de instalação das grelhas metálicas



Figura V.12- Condição do pavimento antigo.



Figura V.13- Fresagem do pavimento antigo.



Figura V.14- Lançamento da grelha metálica.



Figura V.15- Fixação da grelha metálica.



Figura V.16- Pintura de ligação sobre a grelha metálica.



Figura V.17- “Salgamento” asfáltico executado sobre a grelha metálica.



Figura V.18- Execução da nova camada asfáltica.

FOLHA DE REGISTRO DO DOCUMENTO

[1.] CLASSIFICAÇÃO/TIPO	[2.] DATA	[3.] DOCUMENTO N°	[4.] N° DE PÁGINAS
TD	06 de dezembro de 2007	CTA/ITA-IEI/TD-003/2007	322

[5.] TÍTULO E SUBTÍTULO:

Estudo do efeito de grelhas de reforço na restauração de pavimentos

[6.] AUTOR(ES):
Aislan Vieira Bühler

7. INSTITUIÇÃO(ÕES)/ÓRGÃO(S) INTERNO(S)/DIVISÃO(ÕES):
Instituto Tecnológico de Aeronáutica. Divisão de Engenharia Civil – ITA/IEI

[8.] PALAVRAS-CHAVE SUGERIDAS PELO AUTOR:
restauração, grelhas de reforço, pavimentos, deformações.

9.PALAVRAS-CHAVE RESULTANTES DE INDEXAÇÃO:
Pavimentos; Restauração; Asfaltos; Deformação; Grelhas; Ensaios de fadiga; Engenharia civil

[10.] APRESENTAÇÃO: **X Nacional** **Internacional**
ITA, São José dos Campos, 2007 322 páginas

[11.] RESUMO:
Utilizam-se as grelhas de reforço no combate ao trincamento por reflexão desde os anos 1980. Entretanto, o possível potencial na redução de deformações permanentes do pavimento têm sido pouco investigado. Neste contexto insere-se esta pesquisa com o objetivo de avaliar o processo de instalação das grelhas de reforço comercializadas no Brasil, o efeito de sua inserção nas camadas asfálticas de recapeamento e procedimentos para o dimensionamento estrutural. Inicialmente, foram realizados ensaios de fadiga em vigas prismáticas de concreto asfáltico, no modo cisalhante, no intuito de avaliar o comportamento de diferentes materiais no combate ao trincamento por reflexão (geogrelhas poliméricas, grelhas de fibra de vidro, geocompostos e geotêxteis). Nesta etapa, as geogrelhas poliméricas apresentaram melhor desempenho em relação às vigas de concreto asfáltico, com benefício de aproximadamente cinco vezes. Na segunda etapa, as grelhas de reforço foram testadas em sete trechos de rodovias em serviço, no combate às deformações plásticas, reforço de camada asfáltica e combate ao trincamento por reflexão. Nestas rodovias foi quantificado o benefício gerado pelas grelhas na comparação com as seções de controle. Além disso, alguns insucessos foram observados devido à instalação e utilização inadequadas dos materiais, sendo crítico o comprimento de ancoragem especificado, a condição de ligação com a camada subjacente e a espessura mínima de recobrimento requerida. Os resultados mostraram que as grelhas de reforço têm potencial em reduzir os afundamentos nas trilhas de rodas, desde que especificados e instalados dentro de certas prescrições. Para o dimensionamento estrutural, a direta inserção dos fatores de efetividade observados nos ensaios de fadiga em laboratório nos modelos mecanístico-empíricos revelou-se eficaz desde sejam inseridos fatores de correção para previsão do desempenho observado no campo.

[12.] GRAU DE SIGILO:

(X) OSTENSIVO **( ) RESERVADO** **( ) CONFIDENCIAL** **( ) SECRETO**